

# DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

REVUE MENSUELLE

DÉCEMBRE 1956

Neuvième année, N° 108

## SOMMAIRE

	Pages
P. AUROY, <b>Chute de Montpezat. Le percement du lac d'Issarlès, la conduite forcée et l'usine souterraine</b> . . . . .	1 101
Série : Travaux publics (41)	
H. LAFUMA, <b>Retrait et fissuration des ciments et bétons</b> . . . . .	1 125
Série : Liants hydrauliques (16)	
J. R. ROBINSON, <b>La poutre en béton armé à talon et l'adhérence des barres groupées par deux au contact</b> . . . . .	1 141
Série : Béton. Béton armé (40)	
J. R. ROBINSON, <b>L'appui mutuel des poutres qui se croisent</b> . . . . .	1 159
Série : Béton. Béton armé (41)	
J. CHARRIÈRE, <b>Fabrication et utilisation des différents types d'éléments de construction en terre cuite et béton précontraint, fabriqués en France</b> . .	1 177
Série : Béton précontraint (23)	
<b>Documentation technique réunie en septembre 1956</b> . . . . .	1 199
Documentation technique (100)	
<b>Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics. Nouvelle série. Tables systématique et par noms d'auteurs des articles parus en 1956</b> . . .	1 219
Hors série (10)	

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES  
ET DE DOCUMENTATION TECHNIQUE  
6, RUE PAUL-VALÉRY, PARIS (XVI<sup>e</sup>)

LABORATOIRES DU BATIMENT  
ET DES TRAVAUX PUBLICS  
12, RUE BRANCION, PARIS (XV<sup>e</sup>)

BUREAU SECURITAS  
4, 6, RUE DU COLONEL DRIANT, PARIS (I<sup>er</sup>)

CENTRE D'INFORMATION ET DE  
DOCUMENTATION DU BATIMENT  
100, RUE DU CERCHE-MIDI, PARIS (VI<sup>e</sup>)

Édité par La Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics  
(Société à responsabilité limitée au capital de 3 000 000 F)

C. C. P. PARIS 8524-12

6, rue Paul-Valéry, PARIS-XVI<sup>e</sup>

Tél. : KLÉber 48-20



# CONFÉRENCES DU CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

SESSION 1956-1957 (seconde série)

## Programme des séances de janvier à juillet 1957

*(Des modifications peuvent être apportées à ce programme en cours de session; elles seront portées à la connaissance de nos adhérents par les ANNALES qui rappellent, sur chaque couverture, les conférences du mois suivant la parution du numéro).*

### MARDI 8 JANVIER 1957, à 17 h. 30, 7, rue La Pérouse

Sous la présidence de M. E. PISANI, Sénateur de la Haute-Marne

#### CRÉATION D'UNE VILLE NOUVELLE A SAINT-DIZIER-LE-NEUF

par MM. CROIZÉ, Architecte D.P.L.G., Urbaniste en Chef de Saint-Dizier, L. LEVY, Président Directeur Général de la S.E.C.M.O., TERRADE, Président de l'entreprise pilote, et VORIOT, Président de l'Office.

### MARDI 15 JANVIER 1957, à 17 h. 30, 7, rue La Pérouse

Sous la présidence de M. L. MESTRE,  
Directeur Honoraire au Secrétariat d'État  
à la Reconstruction et au Logement

#### RÉFLEXIONS SUR LA PRÉFABRICATION LÉGÈRE

par M. PUX, Ingénieur Civil du Génie Maritime, Directeur Général de la Société des Maisons Phénix.

### MARDI 22 JANVIER 1957, à 17 h. 30, 7, rue La Pérouse

Sous la présidence de M. René A. COULON,  
Architecte en Chef de la Caisse des Dépôts,  
Professeur à l'École des Beaux-Arts

#### AVANTAGES DES OSSATURES MÉTALLIQUES ET DES MURS-RIDEAUX (CURTAIN-WALLS) DANS LA CONSTRUCTION RAPIDE ET ÉCONOMIQUE D'IMMEUBLES

par M. P. MESLAND, Ingénieur A. M. et E. S. E.

### MARDI 29 JANVIER 1957, à 17 h. 30, 7, rue La Pérouse

Sous la présidence de M. J. P. PAQUET,  
Architecte en Chef des Bâtiments Civils et Palais Nationaux  
et des Monuments Historiques

#### PROJET ET EXÉCUTION DES SOUS-SOLS DU CENTRE DE DOCUMENTATION DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE, quai Anatole-France

par M. L. P. BRICE, Ingénieur des Arts et Manufactures.

### MARDI 5 FÉVRIER 1957, à 17 h. 30, 7, rue La Pérouse

Sous la présidence de M. FREYSSINET,  
Inspecteur Général Honoraire des Ponts et Chaussées.

#### L'USINE THOMSON-HOUSTON A ANGERS

Sheds précontraints auto-porteurs,

par M. Thierry JEAN-BLOCH, Ingénieur-Conseil (E.C.P.).

### MARDI 12 FÉVRIER 1957, à 17 h. 30, 7, rue La Pérouse

#### LA CONSTRUCTION EN ACIER D'UN IMMEUBLE MODERNE

par M. Jean DÉMARET, Architecte en Chef des Bâtiments Civils  
et Palais Nationaux, Ingénieur des Arts et Manufactures.

### MARDI 19 FÉVRIER 1957, à 17 h. 30, 7, rue La Pérouse

Séance organisée avec l'Association Française des Ponts et Charpentiers  
et la Société des Ingénieurs-Soudeurs.

Sous la présidence de M. CAMBOURNAC,

Directeur Honoraire de la S. N. C. F.,

Vice-Président de l'Association Française des Ponts et Charpentiers

#### L'ACIER A HAUTE LIMITE ÉLASTIQUE EN CONSTRUCTION SOUDÉE

par M. J. GUERIN, Ingénieur Principal à la S. C. N. F.

### MARDI 26 FÉVRIER 1957, à 17 h. 30, 7, rue La Pérouse

Sous la présidence de M. Roger GASPARD,  
Directeur Général d'Electricité de France

#### AMÉNAGEMENT DU RHIN

#### LE TROISIÈME BIEF DE FESSENHEIM

par M. R. LEFOULON, Directeur de la Région d'Équipement  
Hydraulique Nord d'Electricité de France.

### MARDI 5 MARS 1957, à 17 h. 30, 7, rue La Pérouse

Sous la présidence de M. STAHL,  
Inspecteur Général des Ponts et Chaussées,  
Directeur du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

#### INFLUENCE DE L'HÉTÉROGÉNÉITÉ DU BÉTON SUR LA DISTRIBUTION DES CONTRAINTES

#### NOUVELLE MÉTHODE OPTIQUE D'ÉTUDE DES DÉFORMATIONS

par M. P. DANTU, Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées,  
Chef de la Section d'Optique au Laboratoire Central des Ponts  
et Chaussées.

### MARDI 12 MARS 1957, à 17 h. 30, 7, rue La Pérouse

#### EFFORTS ET DÉFORMATIONS AU VOISINAGE DE FONDATIONS PROFONDES

Application aux fondations du pont d'Abidjan,

par M. J. KERISEL, Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées.

### MARDI 19 MARS 1957, à 17 h. 30, 7, rue La Pérouse

#### PROBLÈMES DE TRAVAUX PUBLICS DANS LA RÉALISATION D'UNE CENTRALE THERMO-ÉLECTRIQUE :

Les terrassements et les fondations de Porcheville,

par M. F. MARTIN LAVALLEE, Directeur Adjoint de la Région  
d'Équipement Thermique I d'Electricité de France.

### MARDI 26 MARS 1957, à 17 h. 30, 7, rue La Pérouse

#### MESURES ET EFFETS DE LA VIBRATION DANS LES IMMEUBLES D'HABITATION ET LES BATIMENTS INDUSTRIELS

par M. DAWANCE, Ingénieur A. M., Chef de Service au Centre  
Expérimental de Recherches et d'Études du Bâtiment et des  
Travaux Publics.

### MARDI 2 AVRIL 1957, à 17 h. 30, 7, rue La Pérouse

#### QUE SAVOUS-NOUS DE LA DÉFORMATION PLASTIQUE ET DU FLUAGE DU BÉTON?

par M. R. L'HERMITE, Délégué Général des Laboratoires du  
Bâtiment et des Travaux Publics.

### MARDI 9 AVRIL 1957, à 17 h. 30, 7, rue La Pérouse

Sous la présidence de M. FOCH,  
Délégué Général à la Reconstruction et au Logement à Lyon.

#### L'UNITE DE VOISINAGE DE BRON-PARILLY

Secteur industrialisé. — Programme de 2600 logements,

par MM. BOURDEIX, GAGÈS, GRIMAL, Architectes et  
M. H. MOISE, Ingénieur Civil des Ponts et Chaussées.



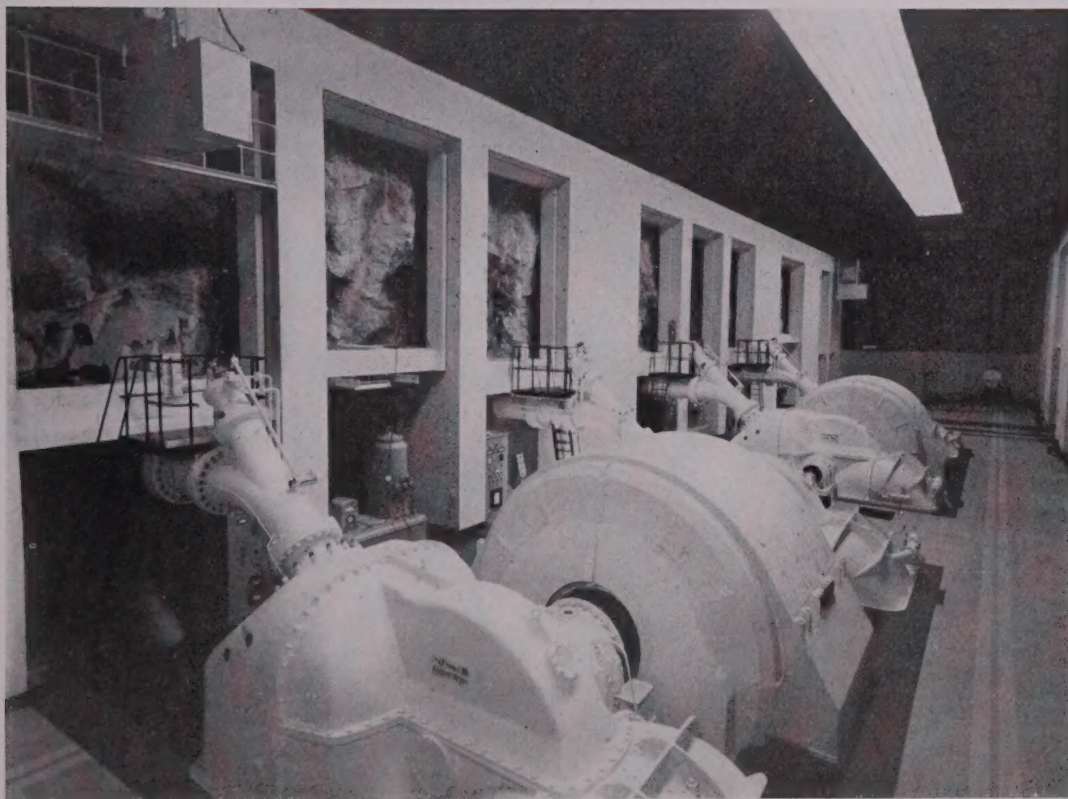
---

Série : TRAVAUX PUBLICS (41)

---

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES — SÉANCE DU 10 AVRIL 1956

sous la présidence de **M. OLIVIER-MARTIN**,  
Directeur de l'Équipement à Électricité de France



(Photo H. Baranger, Paris.)

## CHUTE DE MONTPEZAT

**Le percement du lac d'Issarlès, la conduite forcée  
et l'usine souterraine de Montpezat**

par **M. F. AUROY**,

Directeur de la Région d'Équipement Hydraulique n° 8 d'Électricité de France.

## PRÉSENTATION DU PRÉSIDENT

*Je voudrais vous présenter en deux mots M. Auroy, ancien élève de l'Ecole Polytechnique, il a d'abord été entrepreneur, puis d'entrepreneur il est devenu maître de l'œuvre et il vous présente aujourd'hui le troisième et le plus beau fleuron de sa couronne, puisqu'il a déjà réalisé Chastang et Le Pouget.*

*M. Auroy va vous parler aujourd'hui de l'aménagement de Montpezat. C'est un aménagement assez complexe dans lequel nous avons un peu bousculé la géographie, puisque nous enlevons de l'eau de la Loire pour en donner au Rhône.*

*Je ne dirai rien de plus car notre conférencier va vous en parler longuement.*

### RÉSUMÉ

L'aménagement de Montpezat emprunte ses eaux au bassin versant supérieur de la Loire pour les rejeter dans le bassin du Rhône par l'intermédiaire d'un affluent de l'Ardèche. Mises en réserve dans trois retenues, ces eaux alimentent, sous une chute de 640 m, la centrale souterraine de Montpezat équipée de deux alternateurs de 63 000 kVA.

Les travaux ont comporté le percement du lac d'Issarlès, puis la construction d'une galerie d'amenée souterraine de 13 km. A l'extrémité de la galerie une conduite forcée souterraine de 1446 m de longueur, constituée par des viroles en acier soudé de 2,30 m de diamètre, bourrées en béton contre le rocher, alimente l'usine. Celle-ci est une caverne creusée en bon terrain, où le rocher a pu être laissé brut.

### SUMMARY

The Montpezat scheme takes its water from the upper catchment area of the river Loire and empties it into the Rhone basin by the intermediary of a tributary of the river Ardeche.

Held in reserve by three dams, the water feeds, through a fall of over 2000 ft., the underground power plant of Montpezat which is equipped with two 63 000 kVA alternators.

The work involved the tunnelling under the Issarlès lake, then the construction of a underground intake tunnel 42 653 ft. At the end of the gallery a underground penstock 4 788 ft long, consisting of welded steel thimbles 7 ft 6 in diameter, packed with concrete to the rock face, supplies the power plant.

This one is a cavern cut in good ground, where it has been possible to leave the rock in its rough state.

*Les thèses et la méthode d'exposition adoptées par les conférenciers et les personnes qui prennent part aux discussions peuvent parfois heurter certains points de vue habituellement admis. Mais il doit être compris que ces thèses et discussions, à l'égard desquelles l'Institut Technique ne saurait prendre parti, ne visent en rien les personnes ni le principe des Institutions.*



## EXPOSÉ DE M. F. AUROY

## AVANT-PROPOS

Il nous paraît intéressant, avant d'entrer dans le détail de notre exposé, de vous donner quelques renseignements généraux sur l'aménagement de Montpezat.

L'aménagement de Montpezat est le premier exemple, en France, du détournement des eaux d'un bassin fluvial dans un autre bassin fluvial; il emprunte en effet ses eaux au bassin versant supérieur de la Loire, pour les rejeter dans le bassin du Rhône, par l'intermédiaire de la rivière La Fonteauière qui est un affluent de l'Ardèche.

Le Massif Central, vieux système montagneux nivelé par l'érosion et secoué par les éruptions volcaniques, a reçu, lors de la surrection alpine, une poussée latérale qui a soulevé sa bordure sud-est et créé la chaîne des Cévennes.

Pente très douce vers l'Océan Atlantique; versant rhodanien au contraire abrupt, sont les constituants de cette dissymétrie dans le relief qu'utilise la chute de Montpezat: une dérivation en galerie de 13 km de longueur suffit pour obtenir une chute brute de 640 m, alors qu'il aurait fallu parcourir plus de 150 km pour obtenir la même chute, en suivant le cours de la Loire (fig. 1).

Cette chaîne des Cévennes, où viennent crever les nuages apportés par les vents du midi, est un véritable château-d'eau: abondance d'hiver quoique limitée par le gel, crues d'automne et de printemps, sévères étiages d'été, sont les caractéristiques du régime d'alimentation de ce bassin supérieur de la Loire.

Ces inégalités dans l'alimentation font que la chute de Montpezat perdrait une grande partie de sa valeur

si elle ne comportait pas de réservoirs d'accumulation permettant de régulariser les apports.

La solution de ce problème résidait dans l'utilisation d'un lac naturel, le lac d'Issarlès.

Dès lors, le projet de Montpezat, tel que l'E. D. F. l'a reçu en héritage de l'ex-Cie Electrique de la Loire et du Centre, au moment de la Nationalisation, se trouvait bâti comme indiqué à la figure 2:

— Le lac d'Issarlès dont le plan d'eau est à la cote 1 000;

— Un barrage à construire sur la Loire, à La Palisse, à la cote 1010;

— Un autre sur le Gage, affluent rive droite, à la cote 1010;

— Partant du lac d'Issarlès à la cote 950, la galerie d'amenée à faible pente de 17 km de longueur, reçoit au passage les apports du Gage et de la Loire, traverse la barre des Cévennes, arrive au Montasset, d'où une conduite forcée dont nous reparlerons tout à l'heure, conduit les eaux à l'usine souterraine où elles sont utilisées sous 640 m de chute brute, dans deux groupes hydroélectriques à axe horizontal composés chacun d'un alternateur de 63 000 kVA comportant de part et d'autre, en bout d'arbre, deux turbines Pelton à deux jets, dont la puissance totale est de 81 000 ch, et la vitesse de 428 tr/mn;

— Les eaux sont ensuite restituées à la Fonteauière, par un canal de fuite souterrain de 2 650 m de longueur.

Le barrage de La Palisse est un barrage-voûte du type classique dont la réalisation n'a comporté aucune particularité à signaler.

Le barrage du Gage est un barrage-voûte mince, d'une hardiesse exceptionnelle, dont l'importance technique a justifié qu'il fasse dans cette enceinte l'objet d'une conférence spéciale et c'est M. Frey, du Bureau d'Etudes A. Coÿne et J. Bellier, qui traitera le sujet prochainement. Il en parlera en technicien averti de toutes les finesses du calcul de ces ouvrages minces; je me contenterai ici de rendre hommage à la compétence mondialement connue de M. Coÿne qui a permis la réalisation d'un tel ouvrage. De rendre hommage également à l'Entreprise Stribick qui, agissant conjointement et solidairement avec la Société Générale d'Entreprises dans ces travaux de Montpezat, a eu à exécuter en particulier les travaux du barrage du Gage.

M. Chauvet qui dirigea lui-même les travaux sur place avec beaucoup de compétence et de dynamisme, vous en parlera également prochainement.

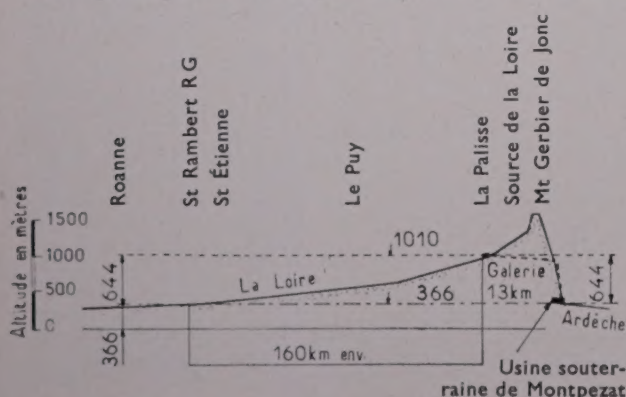


FIG. 1. — Profil en long Loire-Ardèche.



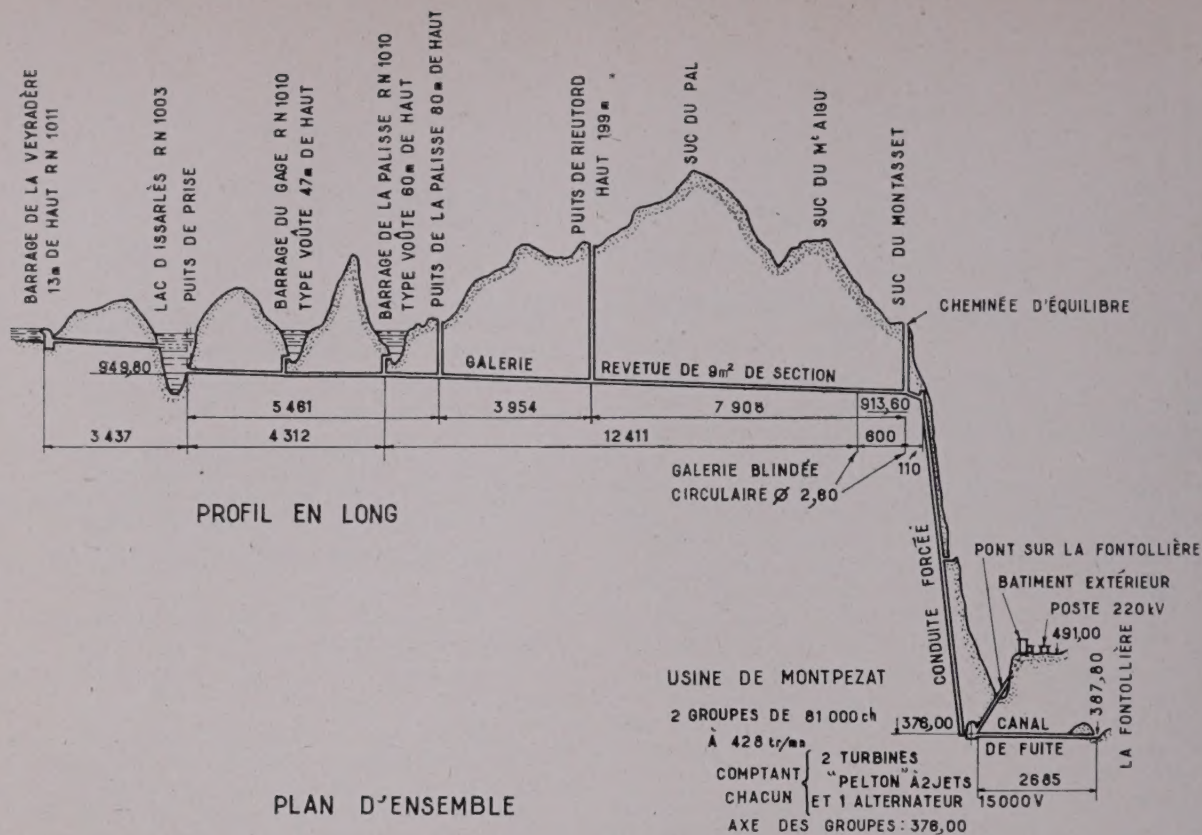


FIG. 2.



## LE PERCEMENT DU LAC D'ISSARLÈS

En perçant le lac d'Issarlès à la cote 950, on pouvait considérer comme utilisable, la tranche d'eau de 950 à 1 000 représentant environ 34 millions de mètres cubes. En y ajoutant les volumes utiles du réservoir de La Palisse, 7,8 millions de mètres cubes, et du Gage, 3,3 millions de mètres cubes, on obtient un total de 45 millions de mètres cubes de réserve utile.

Si l'on tient compte de ce que les débits annuels sont d'environ 250 millions de mètres cubes, que ces apports sont en quasi totalité des apports d'hiver et de printemps, époques de fortes consommations, on voit qu'on avait là une excellente régularisation des débits.

Le lac d'Issarlès est un ancien cratère de volcan. Sa profondeur maximum est d'environ 108 m et sa surface à la cote 1 000 est d'environ 90 ha. Son bassin versant naturel est de 4 km<sup>2</sup>, donc très faible, et le lac se maintenait naturellement entre les cotes 998 et 1000, les faibles apports étant compensés par l'évaporation et quelques infiltrations alimentant des sources sur le flanc nord du lac (fig. 3).

Le remplissage du lac, par les apports de la Loire et de ses affluents, se fait par l'intermédiaire de la galerie de prise d'eau dont le seuil est établi à la cote 950. Pour exécuter cette prise d'eau qui comporte, au débouché sur le lac, une grille, et plus en arrière, un puits avec une vanne et ses organes de

manœuvre, il a été nécessaire de vidanger le lac jusqu'à la cote 950. Un calcul économique a montré qu'il y avait avantage à faire cette vidange sans attendre que les turbines soient prêtes à bénéficier de l'énergie correspondante.

La vidange du lac a donc été prévue par l'intermédiaire de la galerie de prise, avec évacuation de l'eau dans le Gage par la fenêtre d'attaque (fig. 4). À cet effet, un bouchon de béton devait obturer la galerie, un peu en amont de la fenêtre, et une conduite métallique de 1 m de diamètre, placée dans cette fenêtre, devait permettre, pendant toute la durée de la vidange, de poursuivre les travaux de perforation dans la galerie, en aval de la fenêtre.

Le puits de prise devait permettre de faciliter les opérations de percement.

Plusieurs méthodes pour la vidange du lac se présentaient :

- Opération fractionnée en trois percements successifs, par des rameaux issus du puits de prise à des cotes judicieusement choisies (c'est ce procédé qui, *a priori*, avait eu notre faveur) ;

- Pompage ;

- Siphonnage (pompage et siphonnage pouvant d'ailleurs être combinés) ;

- Perforation d'un tronçon de galerie poussé le plus loin possible en direction du lac, puis forages multiples depuis la surface du lac aboutissant à ce tronçon de galerie ;



FIG. 3. — Vue générale du lac d'Issarlès.

(Photo H. Baranger, Paris.)



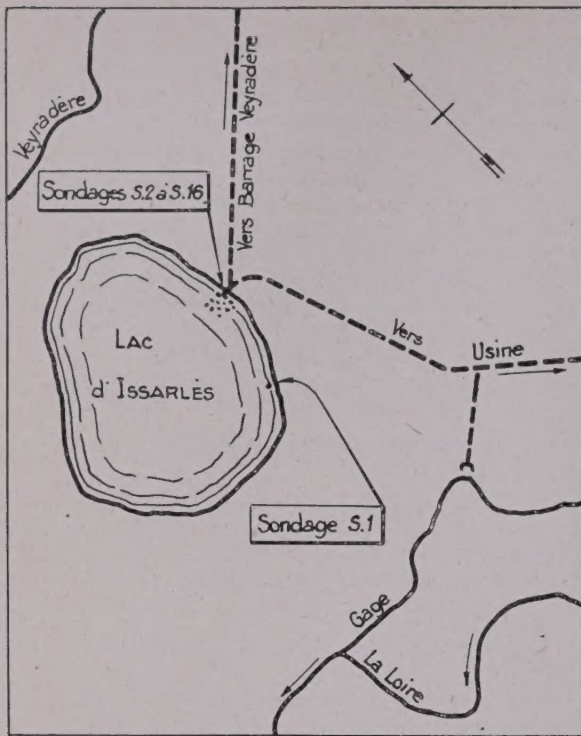


FIG. 4. — Vue en plan du lac d'Issarlès.

— Enfin, sautage unique; solution qui était de loin la plus économique à condition bien sûr qu'elle fût techniquement possible. Pour s'en assurer, il fallait effectuer une reconnaissance préalable de la berge du lac; d'où la campagne de sondages de reconnaissance qui fut exécutée de mai à novembre 1950, et qui comporta au total seize sondages totalisant 220 m de longueur qui furent réalisés à partir d'une portière à l'aide d'une sondeuse à grenaille.

Tout naturellement, le premier de ces sondages fut exécuté à l'emplacement du débouché qui aurait permis la plus courte longueur de galerie (fig. 4). Mais ce sondage dut être arrêté après être parvenu à une cote inférieure de 15 m à celle du radier de la galerie de vidange, et avoir traversé plus de 20 m d'alluvions et éboulis de granit. Il eut été déraisonnable de tenter un débouché par sautage sous une aussi forte épaisseur d'éboulis.

Un levé bathymétrique sommaire indiquant par ailleurs que toute la berge, côté est du lac, avait sensiblement la même pente, on pouvait redouter la présence générale d'une couche d'éboulis de même importance.

En un seul point de ce levé bathymétrique situé plus au nord, un resserrement des courbes de niveau laissait peut-être présager que les escarpements granitiques visibles sur la berge avaient leur prolongement sous le lac en ce point. C'est donc là que les sondages suivants furent entrepris. Par bonheur, on

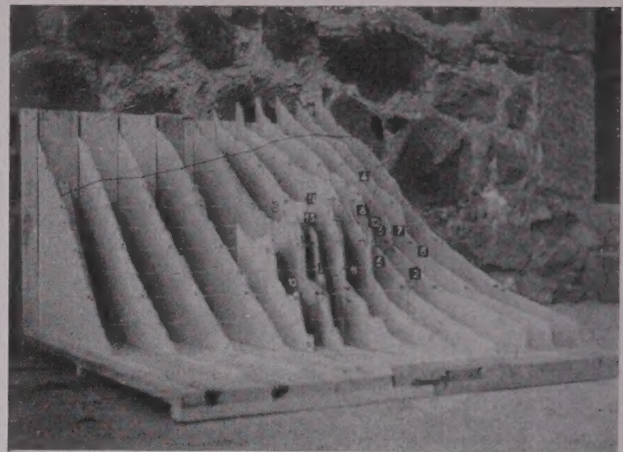


FIG. 5. — Lac d'Issarlès.  
Maquette représentant les sondages.

constata tout de suite la présence de granit sain sous une faible couche d'alluvions, et à l'issue de la campagne de sondages, on était sûr qu'il existait un pointement rocheux presque vertical sur 6 à 8 m de hauteur au-dessus de la cote 963. La figure 5 représente la maquette construite au 1/100 des profils en travers de la berge dans cette région. Il paraissait possible de faire déboucher la galerie de percement au pied de cette falaise, permettant ainsi de vidanger par gravité les 38 m supérieurs du lac représentant les 80 % de la réserve totale; et ce procédé promettait d'être plus économique et surtout plus rapide que le pompage ou le siphonnage.

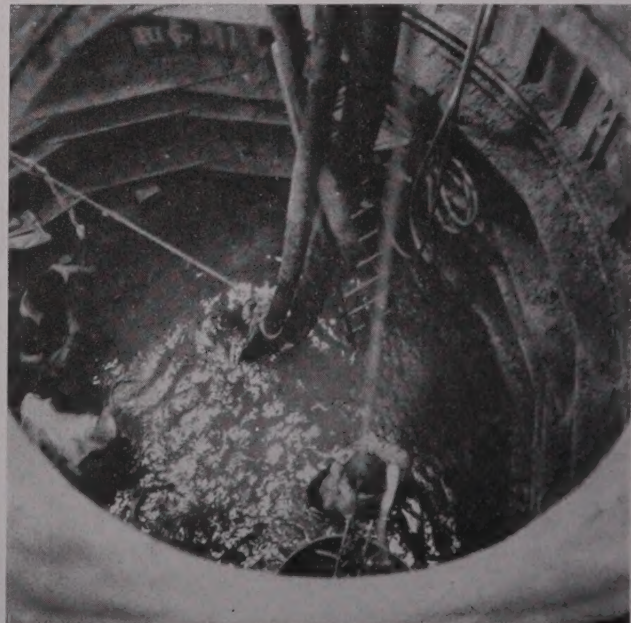


FIG. 6. — Puits d'Issarlès en cours de fonçage.



C'est pourquoi on décida que le processus (fig. 8) de la vidange serait le suivant :

— Le puits de prise implanté à la cote 1004 sur la berge, serait exécuté jusqu'à la cote 950 du radier de la galerie, et serait rejoint à ce moment par la galerie d'amenée en cours de percement ;

— Partant de la base du puits, la galerie d'amenée serait poussée à la cote 950 dans sa section définitive (11,4 m<sup>2</sup> d'excavation) sur environ 40 m à partir de l'axe du puits, en recourant si besoin était à des injections de consolidation et d'étanchement ;

— Une galerie de section minimum à forte pente (30 % environ) devait être ensuite perforée pour aboutir à un sautage à la cote 963 au pied de la falaise.

Après la vidange par gravité des 38 m supérieurs du lac, la tranche inférieure de 963 à 950 serait vidée par ébréchages successifs au droit de la galerie de percement.

Aussitôt ces décisions prises courant octobre 1950, la galerie d'amenée en cours de perforation fut dirigée vers l'emplacement choisi pour le débouché et le puits fut attaqué (fig. 4).

Le fonçage du puits, exécuté à partir de la cote 1004 avec bétonnage à la suite, a rencontré, dès la cote 999, des venues d'eau en provenance du lac, par infiltrations à travers les diaclases du granit (fig. 6). Évaluées à 20 l/s à la cote 996, ces venues d'eau augmentèrent rapidement pour atteindre 70 l/s à la cote 984. A ce moment, les cinq pompes d'épuisement (fig. 7) étant devenues insuffisantes et le rendement étant devenu trop faible, le fonçage du puits fut arrêté avec l'intention de le reprendre quand la galerie d'amenée serait arrivée à la base du puits.

Pendant ce temps, la galerie d'amenée qui avait 850 m seulement à parcourir pour parvenir à la base du puits, s'est trouvée arrêtée de décembre 1950 à

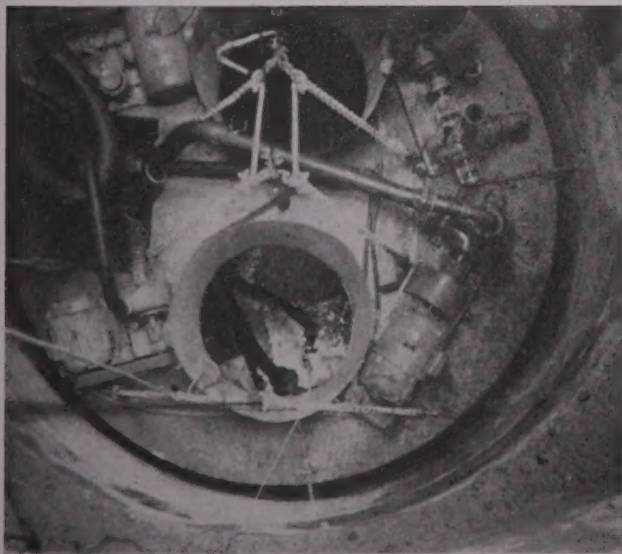


FIG. 7. — Puits d'Issarlès. Etage des pompes d'épuisement.

mai 1951, par un éboulement très important à mi-chemin.

En janvier 1952, 11 m avant l'axe du puits, cette galerie rencontrait une zone fissurée humide nécessitant un soutènement continu puis, brusquement, une faille chargée d'eau dont le débit en deux jours atteignit 160 l/s obligeant à entreprendre, dès ce moment les travaux d'étanchement et de consolidation du terrain.

En présence de telles difficultés, plusieurs méthodes pouvaient être utilisées : drainage, congélation du terrain, injections de produits étanchants, presque toujours du ciment.

Le drainage eût été vain, en raison de la proximité du lac. En effet, on constatait que le niveau du lac baissait de 1,5 cm par jour, ce qui montrait bien que la faille rencontrée communiquait avec lui.

La congélation nécessite des installations longues et coûteuses.

On choisit donc d'injecter le terrain en créant une gaine de protection étanche à l'intérieur de laquelle la perforation puisse se continuer. Le procédé classique est bien connu : on exécute des auréoles successives ayant toutes pour axe l'axe de la galerie. Si la qualité du terrain l'exige, on réalise plusieurs auréoles emboîtées ; la plus ouverte est exécutée la première et injectée à pression limitée, de façon à s'opposer à un cheminement excessif du coulis qui sera injecté dans les auréoles intérieures ; ces auréoles intérieures sont exécutées successivement en allant de l'extérieur vers l'intérieur et en augmentant la pression d'injection.

Une fois un tronçon de terrain ainsi injecté, on opère la perforation comme dans du bon terrain et on arrête celle-ci quelques mètres avant la fin de la zone traitée par injections et, à l'abri de ce bouchon, on reprend une nouvelle phase de traitement.

C'est ainsi que dans le cas d'Issarlès, on opéra en quatre phases successives qui sont représentées sur la coupe (fig. 8).

Chaque forage fut carotté sur toute sa longueur, ce qui permettait de repérer la position des cassures, et on nota avec soin le débit de toutes les venues d'eau rencontrées. Ceci permettait de faire, pour chaque forage, un graphique détaillé avec la position des zones absorbantes et la quantité de produit injecté dans chaque zone.

La première phase de traitement (fig. 8) devait permettre d'une part, de pousser la galerie jusqu'à une dizaine de mètres au-delà de l'axe du puits, de façon à pouvoir bétonner l'ensemble du convergent et du divergent au droit de l'emplacement de la vanne de prise, d'autre part, de terminer le fonçage du puits.

Pour démarrer le traitement, on commença par capter les importantes venues d'eau de la galerie dans des drains en radier, puis on construisit un masque en béton de 1,50 m d'épaisseur bien ancré sur les parois de la galerie, en remplissant de maçonnerie grossière, au fur et à mesure, l'intervalle compris entre le masque et l'ancien front de taille.



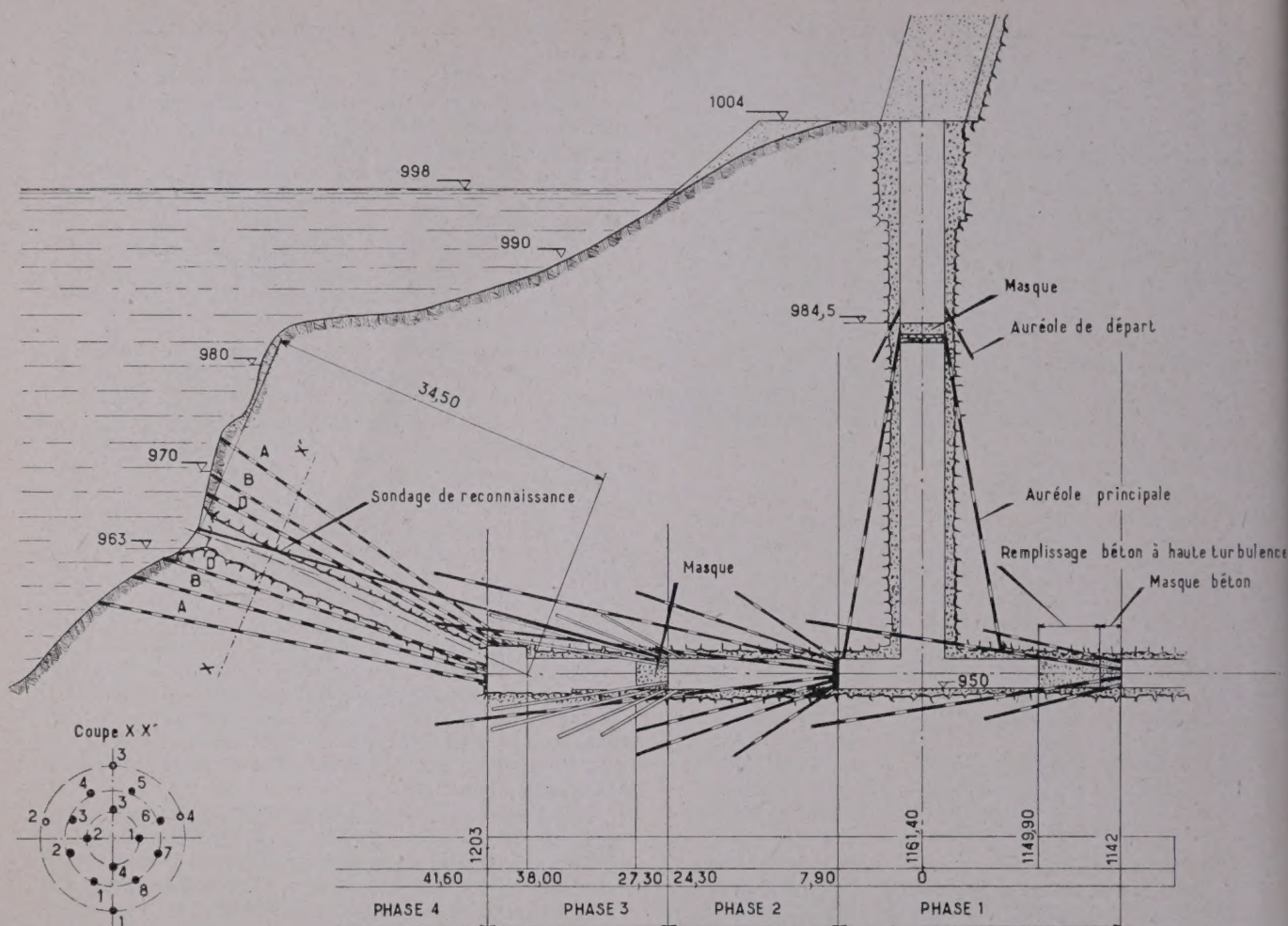


FIG. 8. — Coupe longitudinale montrant l'ensemble des travaux de cimentation.

La figure 9 montre le masque, les drains en radier et les tubulures d'injections dans la maçonnerie.

Cette première phase du traitement comporta deux auréoles :

- Une auréole extérieure de protection, courte, comportant quatre forages ;

- Une auréole intérieure de six forages (fig. 8).

Simultanément, des travaux analogues étaient exécutés dans le puits :

- Masque en béton au fond du puits ;

- Auréole de protection avec six forages courts ;

- Auréole de traitement comportant quatre forages poussés jusqu'à la cote du radier de la galerie, c'est-à-dire, recoupant la zone traitée en galerie.

Au total, dans cette première phase, on injecta 331 t de ciment et 87 t de sable, à des pressions variant de 5 kg à 60 kg/cm<sup>2</sup>.

La perforation du puits et la perforation de la galerie purent alors reprendre en mai 1952, sans difficulté, dans un terrain ne comportant plus de venue d'eau, mais seulement des suintements. Toutefois, on constata que le coulis, tout en remplissant parfaitement les fissures, n'avait pas parfaitement adhéré aux matériaux de remplissage ni aux parois des fissures. On pouvait donc craindre des déboussages, et par mesure de sécurité, le revêtement en béton de la galerie fut exécuté au fur et à mesure de l'avancement par tronçons de 3 m.

En septembre 1952, commença la deuxième phase de cimentation (PK 8 à partir de l'axe du puits). Tenant compte des enseignements de la première phase, on créa une gaine de protection plus épaisse, grâce à l'exécution de quatre auréoles successives de quatre forages chacune. Ces forages révélèrent d'ailleurs une zone à très faible carottage (PK 23 à PK 33) avec venues d'eau abondantes. Les pressions d'injections passèrent de 35 kg pour l'auréole





FIG. 9. — Première phase des travaux de cimentation. Sondeuse en cours de travail devant le masque en béton.

(Photo H. Baranger, Paris.)

externe, à 100 kg pour l'auréole interne, et on utilisa les coulis thixotropiques argile-ciment étudiés par le spécialiste, et qui adhèrent mieux. Au total dans cette deuxième phase, 368 t de ciment et 14 t d'argile ont été injectées. Puis la perforation reprit avec bétonnage au fur et à mesure. Mais à la progressive 27, c'est-à-dire au bout de 19 m, l'avancement s'est trouvé arrêté par une venue d'eau qui obligea à reprendre, à l'abri d'un masque, une troisième phase de cimentation dont le but était de conduire la galerie de prise jusqu'à la base du rameau incliné prévu pour le percement. Dans cette troisième phase qui commença en mars 1953, cinq auréoles totalisant trente et un forages, furent exécutées, comportant pour les auréoles internes la mise en œuvre de silicate destiné à faciliter la pénétration du coulis dans les fines fissures. Au total, 281 t de ciment, 21 t de sable, 2 t d'argile et 2 600 litres de silicate furent injectés à des pressions allant jusqu'à 85 kg.

Avant de reprendre la perforation dans cette zone, on fit un sondage carotté jusqu'au lac dans la zone

du débouché (fig. 8). Ce sondage montra que, passée la progressive 37, on retrouvait un terrain bien meilleur, sans zone broyée, avec carottage allant jusqu'à 100 % et comportant seulement trois venues d'eau appréciables (plus de 12 l/s dans le forage) avec quelques cassures larges et bourrées. En outre, entre 3 et 6 m avant le lac, le sondage révélait une zone micacée paraissant plus friable d'après le carottage, donc douteuse.

Les travaux de perforation, dans cette troisième phase, furent alors repris et poursuivis sans difficulté avec revêtement à la suite jusqu'à la progressive 42 atteinte en juin 1953, et à partir de laquelle on devait forer le rameau incliné de petite section.

Compte tenu des excellents renseignements donnés sur la qualité du rocher par le forage de contrôle exécuté à la fin de la troisième phase, il fut décidé de réaliser la perforation de ce rameau de 30 m de longueur en une seule fois. On avait en effet songé à le fractionner en deux étapes de 15 m de longueur





FIG. 10. — Galerie de percement du lac d'Issarlès: large fissure injectée.

chacune, mais une niche, pour la mise en place des sondeuses, aurait alors dû être excavée à mi-longueur, opération qui n'aurait pas été sans danger et aurait, à coup sûr, occasionné une perte de temps.

La quatrième et dernière phase de cimentation commença donc fin juin 1953 et comporta, en fait, trois auréoles seulement. Une quatrième avait été prévue qui ne fut pas nécessaire, la troisième auréole n'ayant révélé que des venues d'eau insignifiantes.

Au total, seize forages qui absorbèrent 270 t de ciment et 4,5 t d'argile, à des pressions que la proximité du lac obligea à limiter à 45 kg. Même les dernières tranches de forage, celles voisines du lac, purent être injectées sans déperdition de coulis notable, grâce à un choix judicieux de la pression d'injection et de la viscosité du coulis.

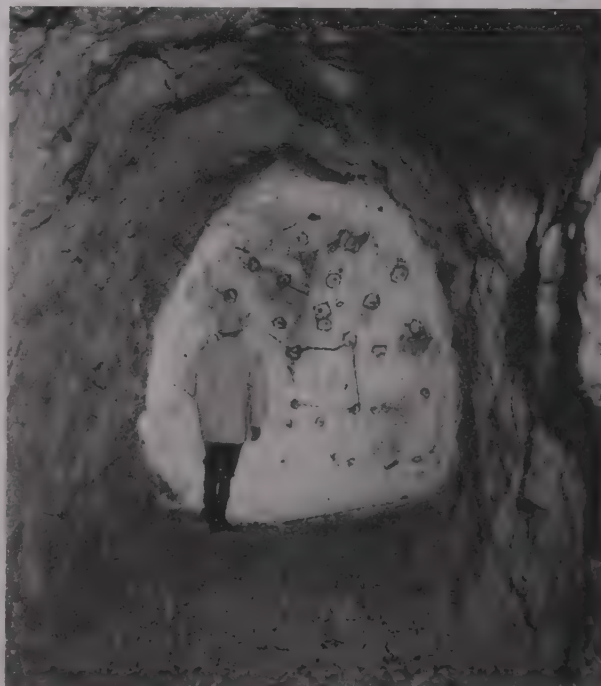
La plupart des forages de cette quatrième phase ayant été poussés jusqu'au débouché dans le lac, furent obturés avant injection par un obturateur perdu. Un certain nombre de ces obturateurs furent spécialement munis d'une tige qui, une fois l'obturateur en place, débouchait dans le lac et devait permettre ensuite le repérage par les plongeurs munis du scaphandre autonome. Une équipe de plongeurs avec M. Galerne réussit, en effet, à reconnaître par 40 m de profondeur, la falaise, au droit du percement, grâce aux tiges fixées au bout des obturateurs qu'ils retrouvèrent. Ils confirmèrent qu'on avait bien une falaise verticale de bon rocher, mais leurs photos à cette profondeur n'étaient pas nettes et, à cette époque, la télévision sous-marine n'existait pas encore.

Après cette quatrième phase de traitement, on abordait donc en septembre 1953, la perforation du rameau incliné avec de bonnes chances d'avoir du terrain bien étanche jusqu'à environ 6 m du débouché puis un granit douteux sur les 3 m suivants, et enfin un granit excellent sur les trois derniers mètres, c'est-à-dire au droit du bouchon.

En fait, c'est bien ce qui s'est passé. On n'a eu que quelques suintements, et le rameau fut perforé sans aucun soutènement ni revêtement. La figure 10 montre une des larges fissures recoupées par la galerie de percement et complètement obturée par le coulis d'injection. La figure 11 donne une vue du rameau prise avant sautage.

La perforation du rameau se fit avec précaution, la longueur des volées qui était au début de 1 m fut réduite progressivement jusqu'à 0,50 m pour limiter les ébranlements. Les volées étaient précédées de forages au marteau perforateur de 3 à 4 m de longueur, légèrement divergents, précaution d'ordre psychologique destinée à révéler à l'avance les défaillances éventuelles de la cimentation.

Arrivé à 6 m du lac devant la zone micacée douteuse, le débouché fut à nouveau reconnu par sept forages qui furent poussés jusqu'au lac et munis d'obturateurs avant d'être remplis de mortier. La zone douteuse fut perforée avec précaution (tirs par groupe de quatre à dix coups maximum); on constata que cette zone était en fait d'excellente qualité mais la schistosité étant sensiblement parallèle à l'axe de la galerie, le carottage avait été mauvais.



(Photo H. Baranger, Paris.)

FIG. 11. — Galerie de percement du lac d'Issarlès. Le front de taille avant le sautage.



Le sautage fut enfin préparé avec 53 coups uniformément répartis sur la section de  $4,3 \text{ m}^2$  pour une épaisseur d'environ 2,70 m. Les charges avaient été préparées à l'avance et munies de cordeaux détonnants ; au total 102,5 kg d'explosifs furent mis en place. Les cordeaux furent réunis en faisceaux sur quatre amorces électriques branchées en parallèle. La ligne de tir branchée au dernier moment sur le secteur provoqua le sautage, le 5 novembre 1953.

Ce sautage réussit parfaitement. La conduite de vidange de 1 m de diamètre disposée dans la fenêtre d'attaque sur le Gage, s'est mise à débiter à pleine section deux minutes et demie après le sautage. A la surface du lac, aucune onde appréciable ne s'est manifestée. On nota seulement quelques kilos de poissons tués par l'explosion.

La vidange par gravité dura jusqu'au 17 décembre 1953, date à laquelle l'orifice de percement était complètement dégagé.

La vidange de la tranche inférieure (de 962 à 950), au lieu d'être effectuée par gravité et par ébréchages successifs au droit de la galerie de percement, fut effectuée par pompage à l'aide d'une station de pompage installée sur une portière avec refoulement dans la galerie de percement. Etant donné la saison, cette méthode fut jugée plus sûre et plus rapide. Les figures 12 et 12 bis montrent une vue du lac au début de ce pompage. Grâce à la neige qui recouvre la berge du lac, on voit bien que la seule partie rocheuse de cette berge est celle qui fut choisie pour le percement.

Un petit détail à signaler : il est habituellement recommandé de prévoir, à quelques mètres en arrière



FIG. 12 bis. — Lac d'Issarlès  
au débouché de la galerie de percement.

du bouchon, une fosse à cailloux dont le volume est tel qu'elle puisse recevoir la plus grande partie des matériaux provenant du sautage, et éviter ainsi une obstruction de la galerie de percement qui pourrait être lourde de conséquences. Ici, nous n'avons pas prévu une telle fosse à cailloux, car d'une part, le rameau de percement avait une assez forte pente, ce qui facilitait l'étalement et l'entraînement des matériaux vers la galerie de prise dont la section, brusquement élargie, constituait, d'autre part, une fosse à cailloux naturelle.

Dès qu'on put pénétrer dans le rameau de percement, après la vidange, on constata en effet que pas un caillou ne s'y trouvait. Par contre, l'entrepreneur, pour gagner du temps, avait pensé pouvoir laisser sa voie de service dans la galerie d'amenée sommairement scellée dans le radier de béton. On retrouva après vidange un horrible mélange de rails tordus coincés dans les parois de la galerie, et qu'il fallut découper au chalumeau. Ces dégâts s'étaient certainement produits au passage du premier flot après l'explosion, alors que la vitesse d'écoulement n'était pas encore limitée par le débit de la conduite de vidange de 1 m de diamètre.

Pour en terminer avec ce chapitre du percement du lac d'Issarlès, c'est pour moi une obligation fort agréable de rappeler ici que la réussite de cette opération est due à l'excellente collaboration des équipes de la *Société Générale d'Entreprises*, assistée de M. Malan comme Ingénieur-Conseil en matière de percement de lac, du personnel de l'Entreprise Bachy, spécialiste de traitement des sols, et des Agents d'Electricité de France, Maître de l'œuvre.



FIG. 12. — Lac d'Issarlès après la vidange à la cote 962.



## CONDUITE FORCÉE et USINE SOUTERRAINE

**Conception.** — La Compagnie Electrique de la Loire et du Centre avait étudié pour l'aménagement de la Loire Supérieure, deux solutions : celle que je vous ai décrite au début de notre entretien, et une variante comportant une usine située à l'air libre à Saint-Pierre-le-Colombier, le long du ruisseau de Burzet (fig. 2).

En septembre 1942, cette variante avait été écartée par suite de l'importance trop grande du poids de métal à mettre en œuvre dans les conduites forcées (à l'époque il en fallait deux, aujourd'hui on n'en prévoirait qu'une seule), due au supplément de longueur de celles-ci.

Après la nationalisation, E. D. F. reprit cette étude comparative car, entre temps, divers éléments s'étaient modifiés :

- Approvisionnement plus facile de l'acier ;
- Progrès dans la technique des conduites forcées ;
- Par contre, main-d'œuvre plus chère pour le travail en souterrain, du fait des primes spéciales payées aux ouvriers ;
- Perspectives d'utilisation des eaux dans un aménagement aval.

Les progrès dans la conception et la réalisation des conduites forcées conduisaient bien à n'avoir qu'une seule conduite, mais cette conduite était beaucoup plus longue que dans la solution en souterrain. Par ailleurs, l'examen géologique qui fut fait, conclut que le tracé de la conduite à l'air libre cheminait dans des massifs très fracturés, très schisteux, dont la stabilité n'était pas garantie et qui

aurait entraîné d'importants travaux de fondation.

Enfin, l'usine placée à Saint-Pierre-le-Colombier faisait perdre une quinzaine de mètres de chute qu'il n'était pas possible de récupérer dans l'aménagement à étudier immédiatement en aval de Montpezat, du fait de la présence du village de Saint-Pierre-le-Colombier.

Le bilan économique restait nettement en faveur de la solution souterraine qui fut donc adoptée.

La conduite forcée, d'un diamètre intérieur uniforme de 2,30 m et d'une longueur de 1 446 m comptée entre la vanne de tête et le collecteur, est entièrement souterraine ; elle a une pente de 46 % sur les 1 260 m supérieurs et les 186 m qui précèdent le collecteur sont horizontaux. Cette disposition, comme l'indique le profil en long de la figure 13, maintient une couverture suffisante au-dessus de tous les points de la conduite.

D'un poids total de 1 900 t environ, elle est constituée par des viroles en acier soudé ; l'intervalle entre ces viroles et le rocher a été rempli de béton, et des injections de ciment ont été faites sur lesquelles nous reviendrons tout à l'heure.

L'épaisseur des viroles a varié en principe de 12 à 23 mm sauf au droit de quelques traversées de mauvais terrain où les épaisseurs ont été renforcées jusqu'à 35 mm.

### Méthode de calcul.

Supposons le problème résolu ; le bétonnage des viroles est terminé dans les conditions de température où l'on a exécuté les bétons en souterrain, c'est-à-dire 15° environ.

Sous l'effet du refroidissement dû à la différence de température entre le rocher et l'eau qui circule, eau normalement plus froide puisqu'elle est prise dans les profondeurs des lacs, les contractions du blindage de l'anneau de béton et du rocher, créent un jeu dans l'enrobage de la conduite.

Pour résorber ce jeu, c'est-à-dire pour que la tôle se maintienne au contact de son support béton-rocher, il faut

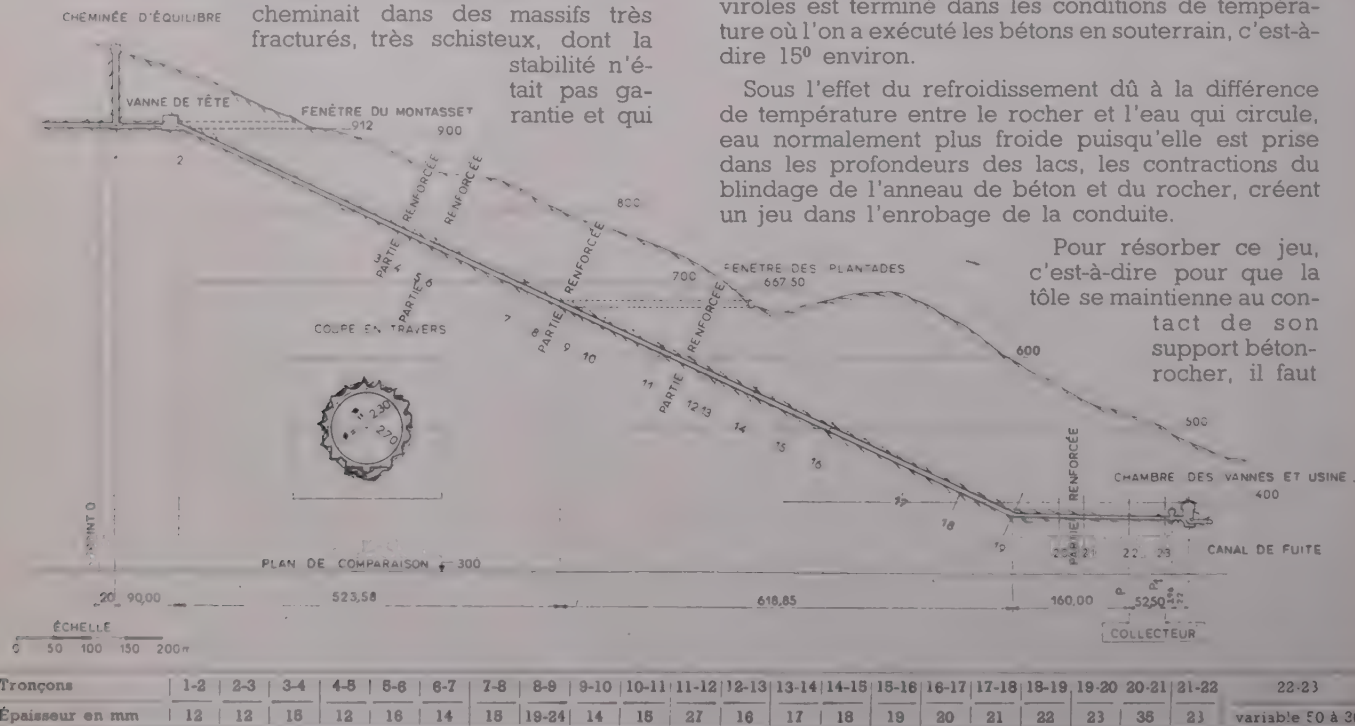


FIG. 13. — Conduite forcée. Profil en long.



que le blindage supporte à lui seul une certaine pression intérieure  $P_1$  fraction de la pression totale  $P$ . La fraction restante  $P_2 = P - P_1$  se répartira obligatoirement entre la tôle  $P'_2$  et le rocher  $P''_2$  la détermination de  $P'_2$  et de  $P''_2$  se faisant simplement en écrivant que les déformations des deux matériaux sont égales.

Pour la tôle, c'est assez facile, car on connaît bien les caractéristiques du métal. On avait demandé :

— Une limite élastique de 24 kg/mm<sup>2</sup>, mais en fait, moyennant un très faible supplément de prix, le marché fut conclu avec une garantie de limite d'élasticité de 31 kg/mm<sup>2</sup>;

— Une résistance à la rupture de 40 kg/mm<sup>2</sup>;

— Une résilience de 8 kg/cm<sup>2</sup>;

— et enfin, un coefficient d'allongement qui ne devait pas être inférieur à 30 %, et qui était, bien entendu, la qualité essentielle à exiger de ces tôles.

Pour le rocher, le calcul était un peu plus compliqué, car vous savez qu'après la perforation, le rocher se décomprime, une certaine zone au voisinage du vide excavé reste disloquée sur une certaine épaisseur, et l'on peut admettre que sur cette épaisseur le rocher ne peut transmettre que des efforts radiaux, alors qu'au-delà, c'est-à-dire dans le terrain en place et en admettant que le rocher soit un matériau homogène pouvant supporter des efforts de traction, on peut appliquer les formules de Lamé, valables pour les tuyaux épais.

Il était de toute façon nécessaire de faire une hypothèse sur le coefficient d'élasticité du rocher, et même des deux natures de rocher : le rocher disloqué et le rocher en place.

Comme vous le pensez, des calculs ont été faits en prenant différentes valeurs pour ces deux coefficients d'élasticité.

Mon but aujourd'hui n'est pas de vous exposer le détail de ces calculs. Ceux qui seraient intéressés par cette question pourront lire l'article paru dans la *Technique Moderne-Construction* de mai 1953 sous la signature de M. Mauboussin, Directeur-Adjoint de ma Région d'Équipement, qui est l'auteur du projet de cette conduite forcée. Le résultat des calculs est que, *a priori*, la fatigue de la tôle devait se trouver comprise entre 14 et 20 kg/mm<sup>2</sup> selon que les valeurs admises pour les coefficients d'élasticité du rocher, varieraient de 100 000 à 300 000 kg/cm<sup>2</sup>.

Dès le début, il apparaissait donc nécessaire d'avoir des renseignements sur l'état du rocher en place, après la perforation. A cet effet, le *Laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics* fit des mesures de module d'élasticité dynamique basées sur la vitesse de propagation du son. Le son se propage d'autant mieux que les éléments constituant les matériaux qu'il traverse offrent une plus grande continuité, et le module d'élasticité du matériau est d'autant plus élevé que le matériau est plus compact.

A Montpezat, l'examen de la paroi de la conduite forcée fait aussitôt après la perforation, a montré que la roche était tellement fragmentée, du fait de sa décompression, que le son était très rapidement arrêté par les fissures

On s'est donc contenté de mesurer, par cette méthode, le module d'élasticité des blocs de granit homogène de différentes nuances, par la formule :

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon} \frac{(1 + \sigma)(1 - 2\sigma)}{1 - \sigma} V^2$$

$V$  étant la vitesse de propagation du son,

$\frac{\sigma}{\epsilon}$  la masse spécifique du matériau,

$\sigma$  le coefficient de Poisson.

C'est ainsi que différentes zones ont été auscultées et qu'on a obtenu des valeurs de module allant de 300 000 kg/cm<sup>2</sup> à 600 000 kg/cm<sup>2</sup> et le Laboratoire concluait à la nécessité de rétablir la continuité de la roche par des injections de ciment.

D'autre part, M. Talobre, du Service central des Projets Hydrauliques d'E. D. F. fit, en différents points de la conduite, des mesures de l'état de compression naturelle de la roche à la paroi, ainsi que des mesures du module d'élasticité, par essais de compression sur les échantillons extraits par forage.

L'état de compression fut mesuré par la méthode classique de libération des contraintes : une certaine compression inconnue existant dans la roche, on pose sur la paroi des extensomètres ; puis on fait disparaître la compression en creusant dans la paroi une saignée ; les extensomètres indiquent alors une déformation qui correspond à l'ampleur de la compression disparue.

A Montpezat, ces essais furent réalisés en mettant des extensomètres suivant les trois côtés d'un triangle équilatéral à l'intérieur duquel on prélevait une carotte de grand diamètre, à l'aide d'une sondeuse à diamant.

M. Talobre a trouvé, sauf quelques exceptions, des compressions correspondant en gros à l'épaisseur de la couverture rocheuse, compte tenu d'une partielle décompression des parois.

Quant au module d'élasticité, il fut mesuré par la méthode classique : compression sous presse avec mesure des déformations par jauges électriques à résistance, et également par la méthode d'auscultation sonore dont nous avons parlé tout à l'heure.

Les valeurs trouvées pour le module d'élasticité, variaient de 385 000 kg/cm<sup>2</sup> à 725 000 kg/cm<sup>2</sup>, donc du même ordre que celles trouvées par ailleurs.

Bien que les épaisseurs du blindage aient été renforcées pour tenir compte des éventuelles déformations du rocher dans les quelques zones où une insuffisance de compression avait été trouvée, M. Talobre a conclu, lui aussi, avec la nécessité d'exécuter un blocage en béton très soigné, et des injections de ciment destinées à rétablir la continuité du rocher.

Il convenait également de s'assurer que la conduite pouvait résister aux pressions extérieures. On pouvait imaginer en effet que des eaux souterraines viennent agir sur la surface extérieure des blindages, d'où risque de flambement lors d'une vidange de la conduite.



Une solution, pour éviter de telles sous-pressions, aurait consisté à faire un drainage général le long de la conduite : une telle solution est onéreuse et elle empêche de réaliser correctement les injections.

Une autre solution aurait consisté à munir les viroles de cornières de raidissement ou de pattes de scellement, de façon à lier la tôle au béton de remplissage. Mais, outre qu'on augmente ainsi notablement le poids des blindages, on se crée des difficultés de mise en œuvre des bétons, et c'est pourquoi nous avons pensé, et M. l'Inspecteur Général Duffaut, qui dirigeait alors la quatrième Circonscription Electrique, a bien voulu être de notre avis, que la meilleure solution, étant donné les épaisseurs relativement fortes de la conduite, consistait à faire un béton aussi soigné que possible, et là encore, l'importance des injections apparaît.

Toutefois, nous avons, à la demande de M. Duffaut, essayé de vérifier par le calcul la capacité de résistance de la conduite aux sous-pressions, au cas où, localement, un certain vide existerait entre la tôle et le béton sur une certaine surface. Timoschenko a donné l'expression de la pression critique susceptible de faire flamber un arc circulaire encastré, et nous avons appliqué sa formule en admettant un arc d'une ouverture de 60°, ce qui correspond à une longueur d'arc de 1,20 m. En admettant d'autre part que la

sous-pression susceptible de se manifester soit égale à la hauteur de couverture de rocher au-dessus de la conduite, on a eu ainsi la possibilité de vérifier qu'en tous points de la conduite, cette sous-pression était largement inférieure à la pression critique calculée comme nous venons de le dire.

Par ailleurs, au cours des travaux, certaines dispositions ont été prises pour capter les principales venues d'eau, grâce à des tuyaux scellés dans le rocher et reliés à un tuyau longitudinal évacuant toutes les venues d'eau. Ce système de drainage s'est révélé très utile pendant la pose des viroles et l'exécution des bétons de revêtement ; à la fin du traitement par injections, cet ensemble a été systématiquement bouché.

#### Montage de la conduite forcée.

La conduite forcée fut montée en trois chantiers (fig. 13).

— Le chantier supérieur desservi par la fenêtre du Montasset qui constituait l'attaque aval de la galerie d'amenée à l'altitude de 912 ;

— Le chantier intermédiaire desservi par la fenêtre des Plantades à l'altitude de 667, qui avait servi à évacuer les déblais de la partie supérieure de la conduite forcée ;

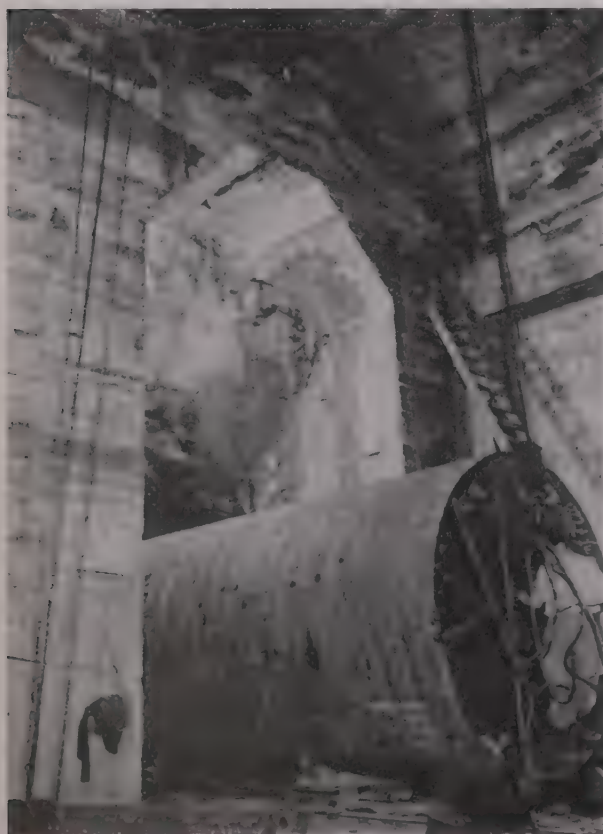


FIG. 14 et 14 bis. — Conduite forcée. Introduction d'une virole.



— Le chantier inférieur constitué par la partie horizontale de la conduite forcée qui fut exécutée en partant de l'usine souterraine.

L'acheminement des viroles à la fenêtre du Montasset et à la fenêtre des Plantades, s'est fait à l'aide du téléphérique du Montasset, installation permanente qui permet l'accès, en tous temps, à la cheminée d'équilibre et à la vanne de tête de la conduite forcée, et qui avait été spécialement conçue pour permettre, non seulement le transport du personnel, du ciment et du petit matériel, mais encore des viroles de la conduite forcée.

Pour répondre à ces nécessités, le poids des viroles ne devait pas excéder 7 t et leur longueur 7,50 m, de façon à pouvoir s'inscrire dans les courbes des fenêtres d'accès.

Les viroles étaient descendues à leur emplacement définitif à l'aide d'un chariot surbaissé circulant sur une voie de roulement fixée avec soin dans le radier de la conduite forcée sur deux murettes en béton.

La mise en position de descente était obtenue grâce à un pont que l'on soulevait à l'aide d'un palan jusqu'à lui donner la pente de 46 % du souterrain (fig. 14).

Un couvre-joint extérieur étant fixé sur la virole précédemment mise en place, les soudures transversales assurant le raccordement entre deux viroles consécutives, furent exécutées sur un joint en V, le nombre de passes de soudure étant plus ou moins grand selon l'épaisseur des tôles.

Il me paraît intéressant de signaler que, afin de maintenir une cadence acceptable pour la mise en place des viroles et leur bétonnage, on a été amené, pour tous les tuyaux d'épaisseur au moins égale à 17 mm, à réaliser la soudure en deux phases; on s'était assuré par des essais préalables en usine et sur place, qu'aucune tension interne gênante ne se produisait du fait de l'exécution de la soudure en deux phases. Voici comment se succédaient les opérations (fig. 15) :

— Du temps 0 à la septième heure, le tuyau N est descendu et réglé;

— De la septième à la treizième heure, deux équipes de deux soudeurs procèdent, l'une au soudage en première phase du tuyau N sur le tuyau N + 1 (les tuyaux ont été numérotés de l'amont vers l'aval, et non dans l'ordre chronologique de pose), l'autre au soudage en seconde phase, du tuyau N + 2 sur le tuyau N + 3;

— De la treizième à la quatorzième heure, contrôle des soudures dont il sera parlé plus loin;

— De la quatorzième à la vingt et unième heure, le tuyau N - 1 est descendu et réglé;

— De la vingt et unième à la vingt-septième heure, le tuyau N - 1 est soudé sur le tuyau N, en première phase, et le tuyau N + 1 sur le tuyau N + 2, en seconde phase;

— De la vingt-septième à la vingt-huitième heure, contrôle des soudures.

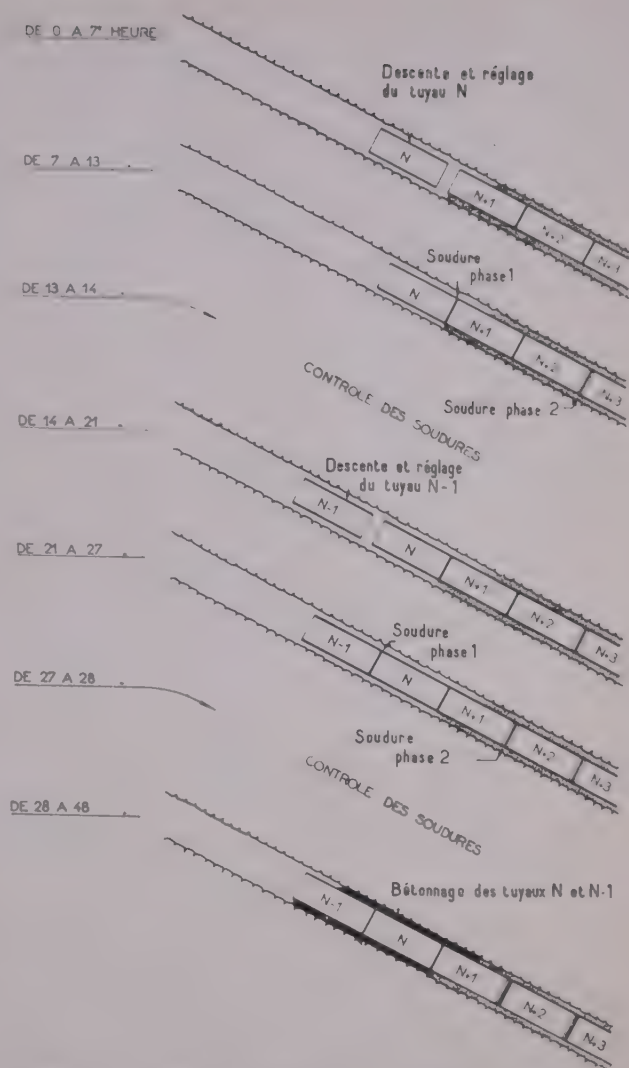


FIG. 15. — Phases successives du montage de la conduite.

— De la vingt-huitième à la quarante-huitième heure, les tuyaux N et N - 1 sont bétonnés, et un nouveau cycle recommence par la descente du tuyau N - 2.

En banalisant ainsi les postes de travail, on obtenait la cadence de deux viroles en 48 heures, c'est-à-dire, une virole par 24 heures, pour chacun des chantiers d'exécution.

#### Contrôle des soudures.

Vous avez remarqué qu'un délai d'une heure après chaque temps de soudure était réservé pour leur contrôle, temps utilisé par ailleurs pour évacuer le personnel et le matériel de soudure, et pour amener soit une nouvelle virole, soit le matériel de bétonnage d'un ensemble de viroles.



Dans le cas de la soudure en deux phases, la première phase faisait l'objet de contrôles discontinus par radio, à l'aide d'une source de cobalt radioactive, d'une puissance de 1 000 millicuries, maintenue entre rocher et tuyau au bout d'une perche légère, le film d'environ 40 cm de longueur étant placé à l'intérieur du tuyau au droit de la source.

La seconde phase de soudure ne pouvait pas être contrôlée par radio puisque l'intervalle entre la tôle et le rocher était rempli de béton, mais elle était contrôlée en totalité par ultra-son.

### Bétonnage de la conduite forcée.

Les bétons destinés à la partie inclinée de la conduite forcée, furent fabriqués respectivement au Montasset et aux Plantades, et amenés par gravité au lieu d'emploi en les faisant couler dans une goulotte établie entre les murettes dont j'ai parlé tout à l'heure, supportant la voie de roulement. Il convenait donc que la composition granulométrique du béton soit particulièrement bien étudiée, de façon à permettre, sans ségrégation, l'acheminement jusqu'à pied

d'œuvre, et permettre ensuite l'obtention d'un béton de remplissage bien compact. Cette composition granulométrique était la suivante :

Ciment Portland 160/250 .....	275 kg
Sable de rivière 0-2. ....	253 —
Sable de granit concassé 0-5 .....	595 —
Gravillon de concassage 5-15 .....	308 —
Pierres cassées 15-30 .....	572 —
Eau .....	210 litre
Plastifiant SI 7. ....	225 cm <sup>3</sup>

Un tel béton dont le *c/e* était de 1,2 a donné 145 kg de résistance à 90 jours.

La mise en place proprement dite du béton était faite à l'aide d'un train de bétonnage comprenant un Johny avec trémie de stockage de 2 m<sup>3</sup> de capacité. La figure 16 représente cette installation qui était descendue le long du puits incliné au début de chaque opération de bétonnage. Le tuyau éjecteur du Johny était d'abord placé sous la génératrice inférieure de la virole, jusqu'à ce que le radier soit bien

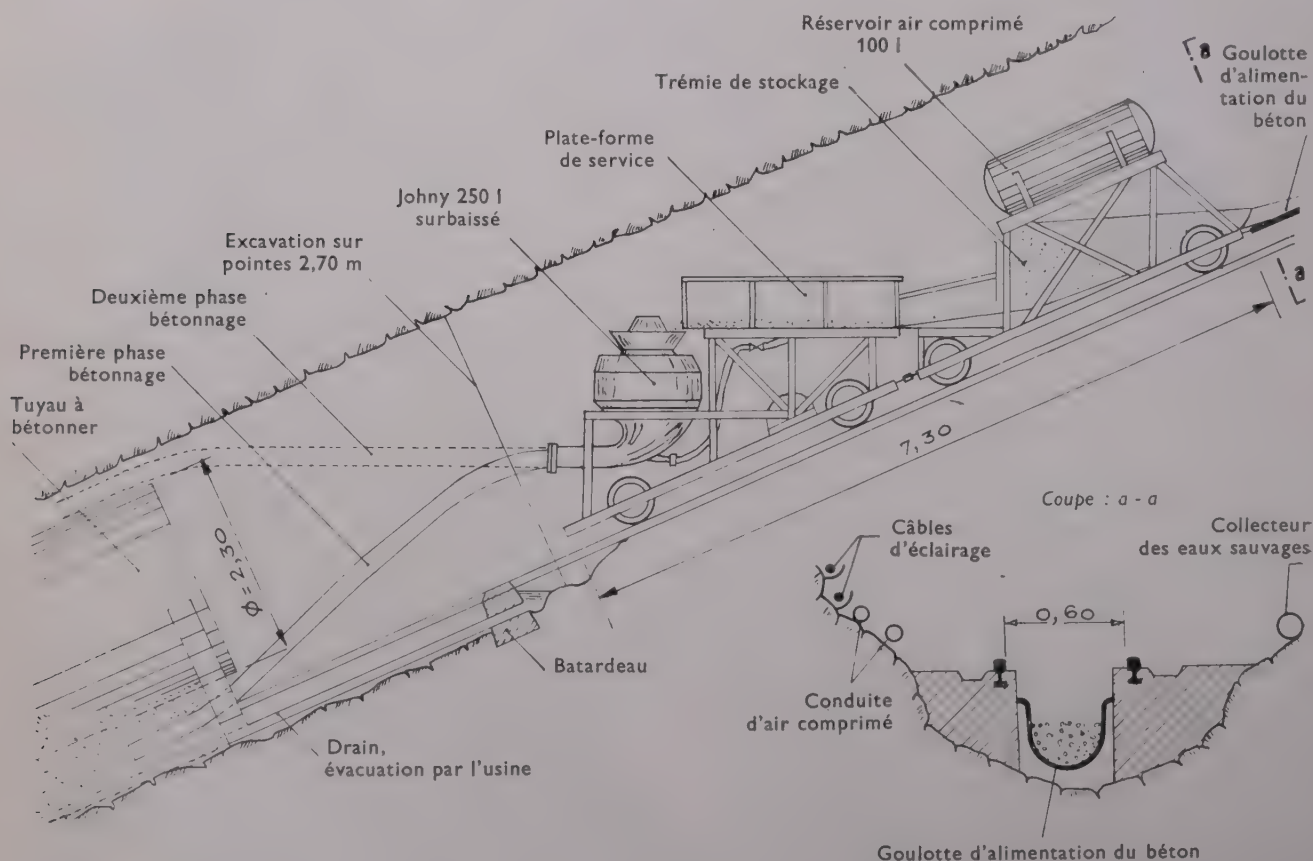


FIG. 16. — Mise en place du béton de remplissage.



bloqué, ensuite il était placé au-dessus de la génératrice supérieure.

### Injections.

Les injections furent réalisées en trois phases successives, grâce à des trous ménagés à l'avance dans les viroles, à raison de un trou pour 4 m<sup>2</sup> de surface intérieure, les trous étant provisoirement fermés par des bouchons vissés.

#### Première phase.

Remplissage des vides entre béton et rocher, à l'aide de trous percés jusqu'à 20 cm environ dans le rocher, et avec une pression d'injection de 10 à 15 kg. Cette première phase a absorbé, pour l'ensemble de la conduite, 271 t de ciment.

#### Deuxième phase.

Les trous ayant été approfondis de 2 à 4 m, le remplissage et le serrage de la zone disloquée étaient obtenus en injectant à une pression qui a varié de 20 à 100 kg/cm<sup>2</sup> suivant l'épaisseur de la tôle; 228 t de ciment ont été ainsi injectées.

#### Troisième phase.

Le vide entre la tôle et le béton a été enfin rempli grâce à des injections à une pression de 2 à 4 kg/cm<sup>2</sup>. Cette troisième phase a consommé 83 t de ciment.

Si on ajoute à ces quantités, le remplissage du réseau de drainage dont il a été question plus haut, c'est un total de 673 t de ciment qui a été injecté pour le traitement complet de la conduite forcée, ce qui représente moins de 400 kg/m<sup>2</sup>.

Pour bien montrer le rôle des injections dans l'amélioration du rocher, je citerai l'expérience suivante : une fois la conduite forcée complètement achevée et injectée, on a eu des doutes sur une zone comportant une virole de 23 mm d'épaisseur, on a cherché à apprécier le module d'élasticité du rocher, par la méthode sismique, en mesurant entre deux trous de 4 m de profondeur, la vitesse de propagation des vibrations provoquées par l'explosion de petits pétards. Les 2 000 m par seconde obtenus correspondaient à un module d'élasticité de 84 000 kg/cm<sup>2</sup>, alors que les zones de bon rocher, à l'amont et à l'aval de cette virole, présentaient des modules de 128 000 et de 180 000 kg/cm<sup>2</sup>. Pour remédier à cette déficience, on a repris les injections dans la zone douteuse et on a poussé jusqu'à une pression de 100 kg/cm<sup>2</sup>. On obtint ainsi un nouveau module de 124 000 kg/cm<sup>2</sup>, soit une amélioration d'environ 50 %.

### Essais réalisés sur la conduite forcée.

Trois sortes de mesures ont été faites sur la conduite terminée :

1<sup>o</sup> Mesures de la dilatation obtenue en introduisant un certain volume d'eau sous une pression donnée ;

2<sup>o</sup> Mesures de la célérité d'une onde de choc ;

3<sup>o</sup> Mesures de déformations locales sous la pression intérieure.

#### 1<sup>o</sup> Mesure de la dilatation obtenue en introduisant un certain volume d'eau sous une pression donnée.

##### a) Essais du tronçon supérieur.

Un premier essai de cette sorte fut effectué sur le tronçon supérieur Montasset-Plantades, d'une longueur de 588,50 m qui fut achevé le premier et qui permit, en décembre 1953, un essai sous pression en vue de vérifier sa bonne tenue et notamment son étanchéité.

Ce tronçon supérieur ayant été fermé par un fond à la chambre des Plantades, on a commencé par remplir d'eau la conduite en mesurant le volume d'eau ainsi introduit : 2 440 m<sup>3</sup> ; puis on a introduit en pression, dans la conduite à l'aide d'une pompe, de l'eau en notant avec précision le volume d'eau introduit, et on a fait croître la pression progressivement de 0 à 171 m d'eau, c'est-à-dire 171 t/m<sup>2</sup>, limite qui était conditionnée par le fait que le fond d'obturation aux Plantades était posé à l'extrémité d'une virole non encore bétonnée et qu'il convenait de ne pas soumettre à une pression trop élevée.

La montée en pression se fit en 1 h 30 mn, la surpression maximum maintenue pendant quatre heures, et la décompression s'est faite en 35 mn.

On a mesuré avec soin le volume d'eau restitué, et on a constaté d'abord que la courbe volume-pression était sensiblement une droite, aussi bien à la montée en pression qu'à la descente, comme l'indique la figure 17.

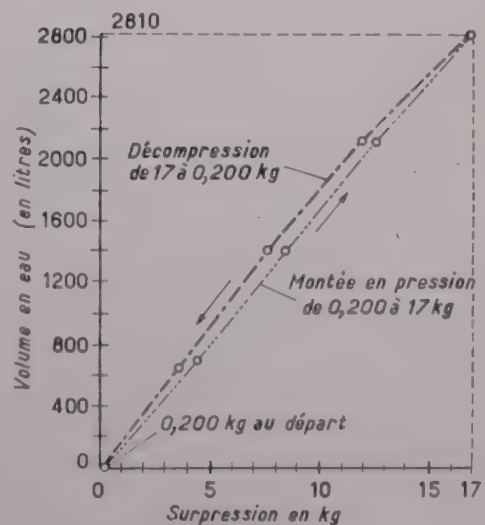


FIG. 17. — Essai volumétrique des tronçons Montasset-Plantades.



D'autre part, le volume restitué a été trouvé égal au volume introduit (2 790 litres contre 2 810 litres). La déformation était donc bien restée dans le domaine élastique.

Ce volume d'eau comprend d'abord le volume dont a été comprimée l'eau contenue initialement dans la conduite. Le supplément correspond à la dilatation du blindage sous l'effet de la surpression.

Compte tenu du coefficient de compressibilité de l'eau qui est de  $2,18 \times 10^5$ , le calcul montre que les 2 440 m<sup>3</sup> initiaux se sont comprimés de 1,900 m<sup>3</sup>. La différence avec le volume d'eau introduit, soit 0,910 m<sup>3</sup>, correspond donc à la dilatation du blindage.

Nous pouvons comparer ce volume de 910 litres à celui qui aurait été nécessaire pour dilater la même conduite à l'air libre, en supposant bien entendu que, sous la pression de 171 t/m<sup>2</sup> la limite élastique du métal n'ait jamais été dépassée. Ce volume calculé était de 3,550 m<sup>3</sup>.

On peut donc raisonnablement en conclure qu'en moyenne sur ce tronçon supérieur Montasset-Plan-tades, la part prise par la tôle est de  $\frac{0,910}{3,550} = 25,6 \%$  ; la part prise par le rocher étant, par conséquent, de 74,4 %

#### b) Essai de l'ensemble de la conduite.

En juin 1954, un essai identique fut fait sur l'ensemble de la conduite depuis Montasset jusqu'aux turbines :

— La surpression d'essai était celle prévue au contrat, soit 217 m ;

— Le volume d'eau initial contenu dans la conduite était de 6 200 m<sup>3</sup> ;

— Le volume d'eau introduit sous la surpression fut de 8,090 m<sup>3</sup>.

— La compressibilité de l'eau donnait, pour la réduction de volume de l'eau préalablement mise dans la conduite, 6,200 m<sup>3</sup>.

La différence, soit 1,890 m<sup>3</sup>, constituait donc la dilatation propre de la conduite. Comme la dilatation théorique sous 217 m de pression de la même conduite supposée libre, aurait absorbé 8,850 m<sup>3</sup>, on peut en déduire que la part prise par la tôle était de :  $\frac{1,890}{8,850} = 21,4 \%$ , et par suite, celle prise par le rocher 78,6 %.

Bien entendu ces résultats sont des résultats moyens sur l'ensemble de la conduite, et ils sont valables pour la surpression réalisée dans l'essai

### 2° Mesure de la célérité d'une onde de choc.

En faisant exploser une amorce électrique à une extrémité de la conduite pleine d'eau, on crée une onde de choc dont on peut mesurer la vitesse de propagation le long de la conduite, en observant son passage au droit de manomètres électriques installés en différents points de la conduite.

La célérité de l'onde se propageant dans un tuyau est donnée par la formule d'Allievi :

$$a = \sqrt{\frac{g}{\omega \left( \frac{1}{\varepsilon} + \frac{1}{E} \frac{D}{e} \right)}}$$

où  $\varepsilon$  représente la compressibilité de l'eau,

$\omega$  son poids spécifique,

E le coefficient d'élasticité de la paroi,

D le diamètre du tuyau,

e l'épaisseur du tuyau.

Dans le cas présent, le tuyau est un complexe tôle-béton-rocher, mais la vitesse mesurée de l'onde, permet d'apprécier quelle serait l'épaisseur d'un tuyau métallique de même diamètre supposé libre.

Les résultats de ces essais ont montré que, selon les tronçons envisagés, le puits blindé de Montpezat se comportait comme une conduite placée à l'air libre dont l'épaisseur serait de trois à huit fois celle du blindage mis en œuvre.

En d'autres termes, la part prise par la tôle dans notre tuyau complexe, varierait de 12 à 33 %, chiffre qu'il y a lieu de rapprocher des résultats moyens de l'essai précédent qui étaient de 21,4 et de 25,6 %.

### 3° Mesure de déformations locales.

Des mesures directes de déformations ont été également réalisées dans un certain nombre de sections de la conduite en charge. Dans ce but, des extensomètres ont été placés de façon à mesurer soit la variation de longueur d'un diamètre, soit la variation du périmètre d'un hexagone régulier inscrit dans une section droite.

Grâce à l'emploi de ruban d'acier Invar, la précision de mesure était de 0,04 mm environ.

Pour chacune des neuf sections observées, on a déduit de la déformation diamétrale moyenne mesurée en millimètres, la contrainte tangentielle dans le blindage qui, comparée à la contrainte tangentielle du même tuyau à l'air libre, permet d'évaluer la part de la pression prise par le blindage.

La figure 18 donne les résultats des observations pour la virole 224 située au bas de la conduite et dont l'épaisseur est de 23 mm. On constate que, dès le début de la déformation, l'allongement de la tôle est moindre que celui qu'on obtiendrait dans un tuyau à l'air libre. Cet allongement est de moins en moins important au fur et à mesure que la pression augmente. Par voie de conséquence, la part prise par la tôle qui était de 54 % au début de la mise en pression, va en diminuant pour tomber à 25 % pour la pression maximum.

On peut tirer de ces observations certaines conclusions : d'abord, puisque dès le début la tôle n'a pas pris la totalité de l'effort dû à la surpression, cela

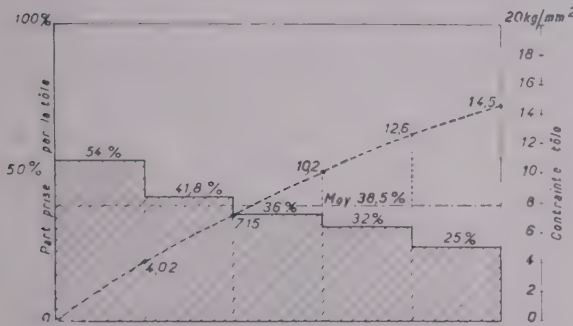
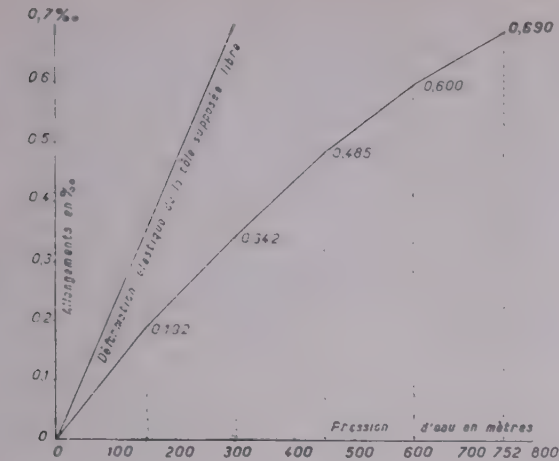


FIG. 18. — Étude de la virole 224 (épaisseur 23 mm).

veut dire qu'un contact parfait existait entre les différents constituants du tuyau ; tôle, béton, rocher ; donc les injections ont bien rempli leur rôle ; peut-être même ont-elles réalisé une légère mise en compression préalable du blindage.

Les déformations étant de plus en plus faibles, au fur et à mesure que la pression augmente, on peut en déduire que l'ensemble béton-rocher se raidit au fur et à mesure de la déformation. Autrement dit, l'ensemble béton-rocher ne présente pas un module d'élasticité constant, on a plutôt affaire à quelque chose qui ressemble à un module de compressibilité.

Il n'est pas sans intérêt de rapprocher le pourcentage de 25 % pris par la tôle pour la pression maximum, des pourcentages précédemment trouvés dans les autres essais.

Les résultats de ces essais montrent que les contraintes réellement prises par les tôles de blindages, ne dépassent que rarement 20 kg/mm<sup>2</sup> pour la pression maximum, et se tiennent le plus souvent aux environs de 15 kg. Ces contraintes sont donc largement inférieures à la limite élastique minimum des tuyaux qui nous ont été livrés, à savoir, 31 kg/mm<sup>2</sup>.

Toutefois, si la température de l'eau descendait jusqu'à + 4°, comme cela peut arriver lorsqu'on a affaire à des eaux prises dans la profondeur des lacs, il serait possible que les contraintes réellement développées soient un peu supérieures à celles mesurées lors des essais.

Si l'on veut tirer de ces essais une conclusion, on peut dire que, en ce qui concerne le mode de calcul d'une telle conduite forcée, théoriquement du moins, la méthode que nous avons adoptée pour Montpezat reste valable, notant toutefois qu'il y aura lieu de tenir compte de l'augmentation du coefficient d'élasticité du rocher en fonction de la pression intérieure, et qu'il y aura lieu par des injections de ciment convenablement réalisées, de reconstituer un rocher suffisamment élastique, et de lui attribuer un coefficient d'élasticité judicieux.

Je me permets d'insister sur l'importance primordiale des injections qui, poussées à une pression convenable, permettent une amélioration considérable de la qualité du rocher encaissant, sans coûter plus cher.

## USINE SOUTERRAINE

L'usine souterraine de Montpezat est implantée dans des gneiss d'excellente qualité. Elle constitue une caverne d'environ : 60 m de long ; 13,50 m de largeur intérieure ; 27 m de hauteur totale.

On accède à cette salle des machines, par une galerie inclinée à 55 % de pente, prolongée par un pont au-dessus de la Fontevallière qui aboutit sur le plateau de Soubeyrols, directement à l'intérieur du bâtiment des services extérieurs (fig. 19).

D'autre part, une galerie d'air frais, parallèle en plan à la précédente galerie et située à environ 24 m à l'aval de celle-ci, destinée en définitive à assurer, comme son nom l'indique, l'aération de la salle des machines, a été réalisée dès le début des travaux pour permettre l'évacuation des premiers déblais de l'usine.

En effet, l'excavation de l'usine a été entreprise par une galerie de faite placée en clé de la voûte de l'usine avec évacuation des déblais par la galerie d'air frais au niveau 389. Puis une galerie de base fut exécutée à la cote 369 desservant la recette inférieure de la galerie d'accès. C'est par cette galerie d'accès qu'ont été ensuite évacués les déblais de l'usine. Fort sagement, l'Entreprise a exécuté d'abord la voûte de l'usine, puis le revêtement de cette voûte, et à l'abri de ce toit, a effectué les terrassements des piédroits latéraux de l'usine, de façon à pouvoir en faire le revêtement au fur et à mesure, si la qualité du terrain l'avait exigé ; ce ne fut pas le cas, les piédroits furent en effet exécutés en totalité sans aucun soutènement. Enfin, le stross central fut déblayé sans la moindre difficulté (fig. 20).

Le rocher était de si bonne qualité que nous n'avons pas hésité à le laisser brut de minage, entre les piliers de béton qui supportent les chemins de roulement



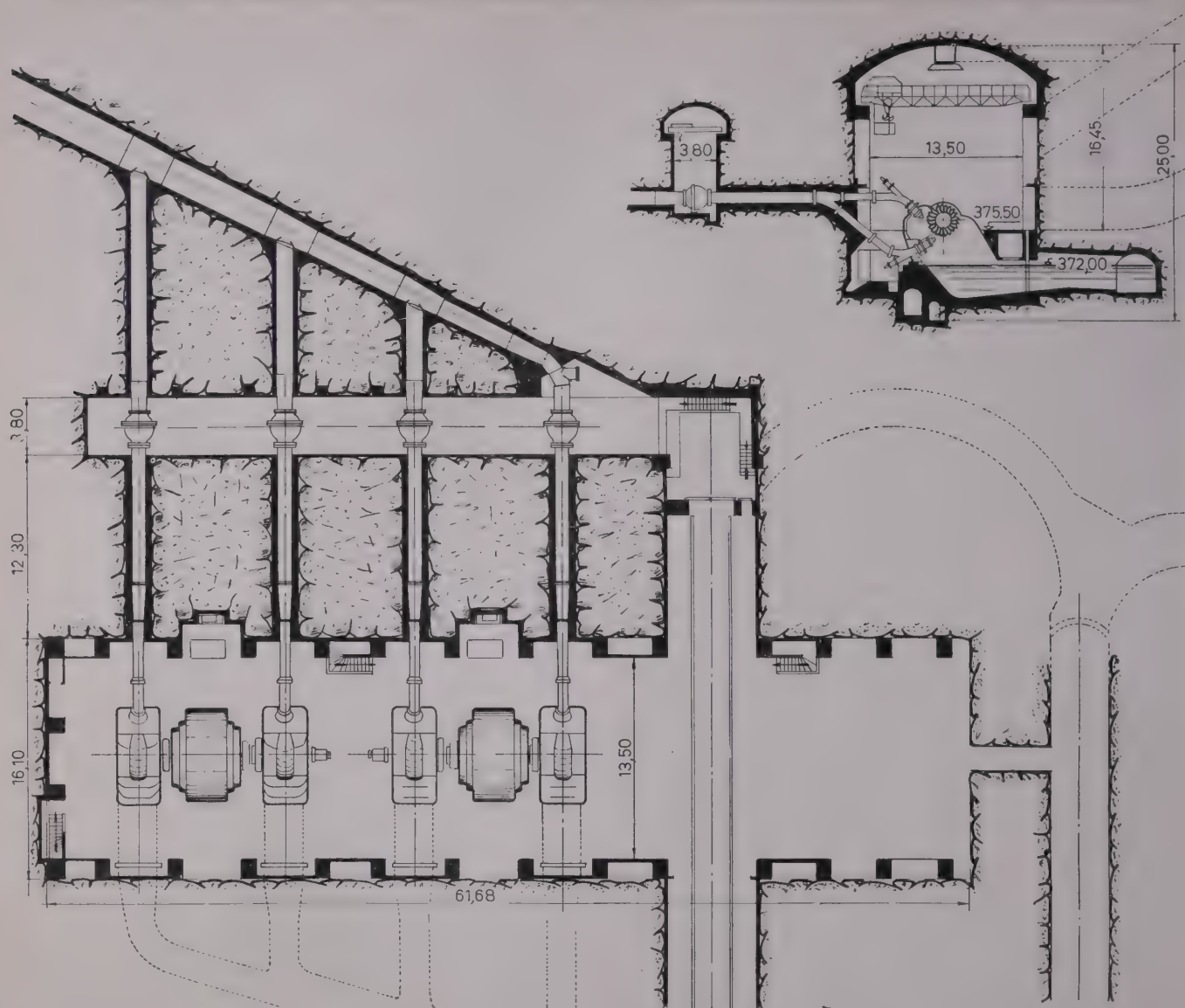


FIG. 19. — Vue en plan et coupe de l'usine.

du pont roulant. Sur la figure 21 qui est la vue de l'intérieur de l'usine finie, on aperçoit ce rocher apparent. J'en profite pour rendre hommage à M. Riehl, Architecte D. P. L. G. à qui sont dues les études architecturales de l'aménagement de Montpezat, et de rappeler que les travaux de Génie Civil de la conduite forcée et de l'usine souterraine, ont été réalisés par la *Société Générale d'Entreprises*, les travaux d'injections de la conduite forcée ayant été réalisés par *Solétanche*.

#### Conception de l'usine.

Lors de la conférence qui vous a été faite le 23 mars 1954 sur la centrale souterraine de Randens, M. Olivier-Martin vous avait exposé les hésitations qu'au

stade de la conception il avait eues quant à la position des robinets de garde des turbines. Il vous a dit que « ces organes délicats susceptibles d'occasionner des incidents pouvant aller jusqu'à la catastrophique rupture, paraissaient, à certains auteurs, devoir être placés dans une galerie séparée disposant de moyens de manutention spéciaux et d'évacuation directe des eaux vers le canal de fuite; que, placés dans la centrale elle-même, ils en augmentent la largeur et, par conséquent, le cube. Mais que, pour des raisons hydrauliques, les robinets du type « papillon » doivent être posés à une certaine distance de l'entrée de la bêche spirale ». Tout compte fait, dans la centrale d'Isère-Arc, on a décidé de placer les robinets dans la centrale proprement dite.

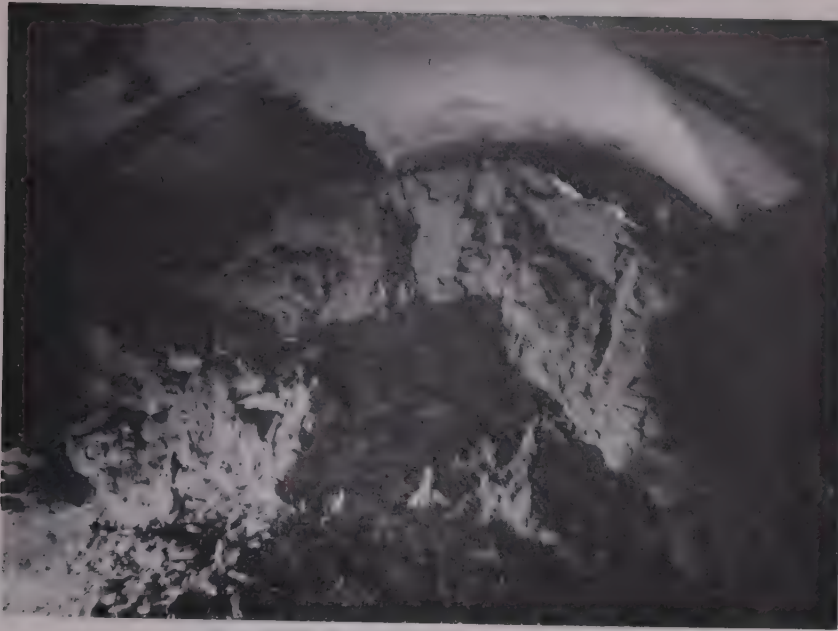


FIG. 20.

Différentes étapes de l'exécution  
de l'usine souterraine.

FIG. 20, 20 a, 20 b, 20 c.

(Photos H. Baumann, Paris.)



FIG. 20 a.



FIG. 20 b.





FIG. 20 c.

A Montpezat, les turbines sont des turbines Pelton à deux jets, et pour avoir une bonne alimentation des jets, il convient que la culotte de raccordement des tubulures d'alimentation ne soit pas trop rapprochée des injecteurs; cela éloigne le robinet vanne et si l'on voulait conserver ce dernier dans la salle des machines, on aboutirait à une largeur prohibitive.

C'est pourquoi à Montpezat il a été prévu une chambre des vannes distincte de l'usine souterraine dont l'axe est parallèle et située à 22 m de l'axe de l'usine, un déversoir faisant communiquer cette chambre des vannes avec le canal de fuite de l'usine pour évacuer les eaux en cas de rupture d'une vanne.

Par ailleurs, la communication entre l'usine et la chambre des vannes est normalement fermée par une porte étanche qui préserve l'usine de toute inondation (fig. 19).

Les transformateurs ont été installés à l'extérieur sur le plateau de Loubeyrols. Là encore la solution choisie pour Montpezat est différente de celle qui fut choisie, par la suite, pour Randens.

Les éléments du choix de la solution sont toujours les mêmes :

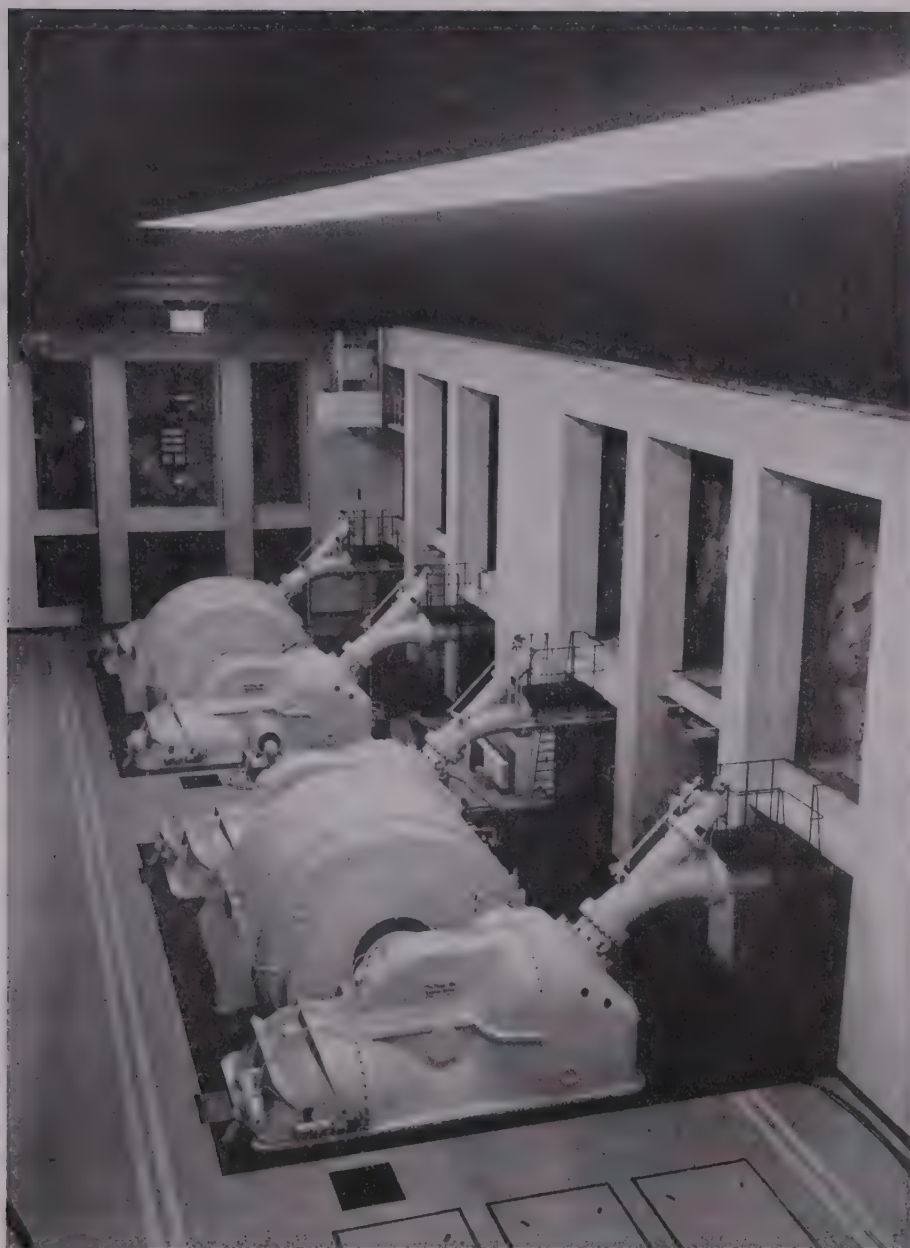
— Si les transfos sont en souterrain, les risques d'incendie sont plus graves ;

— Si les transfos sont à l'extérieur, la liaison, par câbles ou par barres à la tension des alternateurs (15 kV) coûte plus cher et provoque des pertes d'énergie plus importantes que si cette liaison est réalisée à une très haute tension (220 kV).

Ne tenant compte que de ces deux éléments, les deux solutions auraient été économiquement très voisines, mais les difficultés d'accès pour les grosses pièces à l'usine de Montpezat (problème qui ne se posait pas à Isère-Arc où l'accès se fait très facilement par une galerie à très faible pente), ont nettement fait pencher la balance en faveur de la solution des transfos à l'extérieur.

Un mot sur le conditionnement d'air frais de l'usine. Cet air est amené de l'extérieur par la galerie d'air frais dont nous avons parlé plus haut; il est dirigé dans l'usine, sous la voûte de celle-ci, dans une gaine longitudinale rectangulaire dont la présence a été habilement mise à profit par l'architecte, pour y adapter le dispositif d'éclairage de l'usine souterraine (fig. 21). Puis l'air frais est ensuite distribué dans la salle des machines, puis vers les sous-sols de l'usine d'où il est repris par la galerie de barres à 15 kV qui remonte vers le plateau de Soubeyrols au niveau 491. C'est à ce niveau que se trouvent les groupes moteurs ventilateurs qui assurent la circulation de l'air, en maintenant l'usine en légère dépression.

En manière de conclusion, j'aimerais vous montrer que la conception de l'ensemble que constitue une usine hydraulique souterraine, n'est pas si simple qu'elle peut le paraître au premier abord. La disposition relative de l'usine, de la conduite forcée, du canal de fuite et de la galerie d'accès, est le résultat d'un compromis qui est à étudier dans chaque cas d'espèce, compte tenu du prix du mètre linéaire de chacune des galeries que je viens de vous citer.



(Photo H. Baranger. Paris.)

FIG. 21. — Usine souterraine de Montpezat. Vue intérieure de la salle des machines.

A ce sujet, les considérations géologiques doivent avoir le pas sur les considérations topographiques, car elles sont l'élément primordial du prix des ouvrages en souterrain.

L'usine, qui est l'excavation de loin la plus importante, doit donc être placée dans la partie de rocher qui aura été reconnue de la qualité la meilleure.

Les conduites forcées qui, en général, comportent un blindage et nécessitent un revêtement du terrain,

donc coûtent cher, doivent être également, autant que possible, placées en bon terrain.

Les canaux de fuite, en général à écoulement libre, ne nécessitent au maximum qu'un revêtement de la paroi rocheuse, et par suite, coûtent moins cher que les conduites forcées ou galeries d'amenée en charge.

A défaut d'impératifs géologiques, le compromis sera obtenu en étudiant différentes positions relatives et en faisant la somme des prix des ouvrages de différentes natures que nous venons de citer.



Dans cette comparaison, il faut bien entendu ne pas oublier de tenir compte, non seulement du prix du génie civil, proprement dit, mais encore du prix des canalisations de toutes sortes qui doivent emprunter les galeries (notamment des câbles ou des barres d'évacuation de l'énergie, des câbles de commande, etc.).

Pour ce qui concerne plus particulièrement la conduite forcée, il est bien évident qu'il convient d'en diminuer la longueur, en poussant la galerie d'amenée à faible pente, le plus loin possible, la chambre d'équilibre étant placée à la limite extrême du bon terrain naturel compatible avec le niveau des ouvrages de prise. Mais, partant de la chambre d'équilibre, on peut hésiter entre un puits vertical suivi d'une galerie horizontale, et une galerie inclinée suivie d'une partie horizontale moins longue.

La galerie inclinée, à la condition que sa pente ne soit pas trop forte (les 46 % de Montpezat semblent une limite à ne pas dépasser), peut s'exécuter comme une galerie normale, à condition d'employer des moyens d'exécution appropriés. Sa cadence d'exécution sera alors beaucoup plus rapide que celle d'un puits vertical. Ce dernier est donc plus cher, mais en cas de mauvais terrain, il est beaucoup plus agréable que la galerie inclinée, car l'exécution d'un revêtement de protection, au fur et à mesure du fonçage d'un puits, est beaucoup plus facile qu'en galerie

inclinée. Par contre, pour de grandes hauteurs de chute, le supplément de délai d'exécution du puits vertical, risque de devenir prohibitif, et c'est là encore qu'il y a une différence entre Montpezat et Randens. A Randens, la chute est faible, les deux conduites forcées sont verticales; à Montpezat on ne pouvait raisonnablement pas envisager d'exécuter en puits les 540 m qui séparaient le pied de la cheminée d'équilibre (à la cote 910), du radier de la galerie d'alimentation des groupes (à la cote 370).

Dans ce choix, entre puits vertical et galerie inclinée, on ne peut donc donner de règle *a priori*, et une étude attentive est à faire dans chaque cas d'espèce.

C'est à dessein que j'ai mis l'accent sur les différences entre la conception des usines de Randens et de Montpezat. Je dis différences et non contradictions parce que je suis certain que, ici et là, les deux conceptions sont logiques, en ce sens qu'elles ont abouti aux projets les plus économiques, confirmant ainsi que le vrai travail de l'ingénieur est, en dehors de toute solution *a priori*, d'apporter à chaque problème qui se présente à lui, la solution qui résulte de l'étude logique des données particulières du problème. Il réunit là les deux grandes satisfactions de sa vie d'ingénieur : la joie de connaître et la joie de créer.

## CONCLUSIONS DU PRÉSIDENT

Vos applaudissements ont montré que M. Auroy vous a intéressés.

Je voudrais le féliciter en votre nom à tous, bien que vous l'ayez déjà fait par vos applaudissements chaleureux, en insistant sur deux ou trois points de son exposé.

Tout d'abord, en ce qui concerne le lac d'Issarlès, la méthode employée a été une méthode hardie, qui n'a pas beaucoup de précédent, mais dont la hardiesse s'est basée à chaque instant sur beaucoup de prudence dans les méthodes de reconnaissance et vous avez là, je crois, un bel exemple de la méthode qu'il faut employer dans les travaux publics et qui réussit magnifiquement quand la liaison est totale, pour le meilleur et pour le pire, entre le maître de l'œuvre et l'entrepreneur.

A propos de la conduite forcée, M. Auroy a abordé des questions fort difficiles : participation du rocher aux fatigues... Là encore, il y a beaucoup de progrès à faire. L'étape qu'il a réalisée est une étape hardie. Je pense que demain nous pourrions franchir des étapes plus hardies encore en ayant assuré nos arrières par des expériences.

En ce qui concerne la conception de la centrale,

je dirais qu'ayant l'un et l'autre à faire une centrale souterraine, nous avons fait deux usines très différentes, les problèmes n'étant pas les mêmes. Nous avons, l'un et l'autre, cherché à réaliser la plus grande économie en utilisant les moyens nouveaux dont nous disposions. Si j'avais à refaire la centrale de Randens je ne mettrais pas les robinets dans une galerie séparée; je ne mettrais pas de robinet du tout, car nous avons réussi, en insistant auprès des constructeurs, à les faire franchir une nouvelle étape et nous pouvons concevoir maintenant des turbines qui n'ont plus besoin de robinet, avec un dispositif de vannes incorporées au distributeur.

Dans le domaine des transformateurs, je crois que, de plus en plus, je les mettrais en souterrain et ce, quelles que soient leur puissance et leur tension car les bornes de sorties de câbles directes des transformateurs donnent maintenant toutes garanties.

Vous voyez donc que, dans ces études et ces réalisations, on tend vers une économie en vue de donner l'énergie au meilleur prix possible à un pays qui en a une fringale croissante et nous y sommes aidés, et par la technique des entreprises, et par les progrès des constructeurs.

(Reproduction interdite)

DÉCEMBRE 1956

Neuvième Année, N° 108

*Série : LIANTS HYDRAULIQUES (16)*

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

SÉANCE DU 2 MAI 1956

sous la présidence de **M. A. MAYER**,

Ingénieur général des Mines (e.r),

Président du Centre d'Études et de Recherches de l'Industrie des Liants Hydrauliques

## RETRAIT ET FISSURATION DES CIMENTS. MORTIERS ET BÉTONS

par **M. H. LAFUMA**,

Directeur du Centre d'Études et de Recherches de l'Industrie des Liants Hydrauliques

### RÉSUMÉ

La constatation d'une augmentation sensible des phénomènes de fissuration avec les ciments actuels, par rapport aux anciens, a conduit l'auteur à un exposé de ce problème.

Les ciments à mouture grossière ont un retrait plus faible. Il faut conclure des études faites en pâte pure par l'essai à l'anneau, d'une part que le retrait et la fissuration font intervenir des caractéristiques chimiques, physiques et mécaniques du ciment et que, d'autre part, les deux moyens utilisés par le cimentier pour augmenter les résistances du Portland aux courtes durées (accroissement de la teneur en chaux et de la finesse) paraissent agir dans le sens de l'augmentation du retrait et de la tendance à la fissuration.

Pour le retrait et la fissuration des mortiers et bétons, l'auteur commente l'étude de LÉA et LEE et celle de HUMMEL, puis signale l'interdépendance du ciment et des techniques d'emploi. Il dit quelques mots des essais de retrait et de fissuration.

En conclusion, il répète aux constructeurs les conseils souvent donnés pour la mise en œuvre et aux cimentiers le danger de rechercher les fortes résistances aux courtes durées et l'intérêt du silotage.

### SUMMARY

The noticeable increase in the cracking phenomena in present day cements when compared with the old kinds, led the author to an investigation of the problem.

Coarse-ground cements shrink less. From studies made on pure paste by means of the ring test it is evident that the shrinkage and cracking depend upon the chemical, physical and mechanical properties of the cement and that on the other hand the two means used by cement manufacturers to increase the early strength of Portland cement (by increase of lime content and fineness) appear to aggravate the shrinkage and tendency to cracking. For the shrinkage of mortars and concretes, the author comments on the studies of LEA and LEE and those of HUMMEL, then points out the interdependence of the cement and of the techniques of its use. He adds a few comments on the subject of shrinkage and cracking tests.

In conclusion, he repeats the advice often given to constructors concerning the mixing, and to cement manufacturers he points out the danger of attempting to obtain high early strength cements and the advantages of ensilage.



## PRÉSENTATION DU PRÉSIDENT

*Le rôle d'un Président, dans une conférence comme celle-ci est, en principe, de présenter le conférencier et d'annoncer le sujet.*

*Ce rôle sera aujourd'hui bien simplifié puisque vous connaissez tous notre ami M. Lafuma, et que le sujet, j'en suis sûr, vous a plus ou moins tous préoccupés puisque c'est celui de la fissuration et du retrait du béton.*

*C'est un sujet qui intéresse non seulement les producteurs de ciment, mais les entrepreneurs, aussi bien d'ailleurs en France qu'à l'étranger. J'ai eu moi-même, au cours d'un voyage aux Etats-Unis, l'occasion d'en parler dans les milieux cimentiers. Au premier abord, personne n'avait jamais entendu parler de fissuration. Mais quand on insistait un peu, on constatait qu'il se produisait, outre-Atlantique, exactement les phénomènes que nous constatons ici, et que les efforts pour en trouver la cause étaient exactement les mêmes.*

*C'est donc avec le plus grand intérêt que nous écouterons tous ce que M. Lafuma va nous en dire.*

## EXPOSÉ DE M. H. LAFUMA

Le *retrait* est la propriété bien connue que possèdent les ciments, mortiers et bétons — comme tous les corps humides — de se contracter en se desséchant.

Le retrait est sous la dépendance étroite de l'humidité; il s'accroît quand le mortier se dessèche et fait place au contraire à une dilatation quand le mortier reprend de l'eau; en d'autres termes, les variations du volume apparent sont au moins approximativement réversibles.

Pratiquement, on mesure des variations de longueur sur éprouvettes prismatiques et le retrait est exprimé en millimètres ou microns par mètre. Au laboratoire, les éprouvettes pour la mesure du retrait sont généralement conservées dans une atmosphère à 50 % d'humidité.

Indiquons de suite qu'en moyenne la pâte pure prend de deux à trois fois plus de retrait qu'un mortier 1/3, au dosage de 500 kg/m<sup>3</sup> et de quatre à six fois plus de retrait qu'un béton dosé à 350 kg/m<sup>3</sup>. A titre indicatif, pour ce dernier, le retrait atteint de 0,2 à 0,3 mm/m à 28 jours et de 0,3 à 0,4 mm/m à trois mois; il est alors pratiquement stabilisé pour les éprouvettes de laboratoire de 7 × 7 × 28 cm.

Le retrait est susceptible de provoquer des efforts parasites dans les ouvrages et le désir du constructeur est précisément d'en atténuer les effets dans toute la mesure du possible.

La *fissuration* est la manifestation la plus visible du retrait. Schématiquement, elle se produit quand la contrainte du retrait (qui est égale au produit du module d'élasticité par le retrait) devient supérieure à la résistance à la traction. Encore convient-il de remarquer qu'en ce qui concerne les pâtes et bétons jeunes — dont nous nous occuperons plus particulièrement — la notion d'élasticité s'applique mal.

Les fissures sont susceptibles de nuire soit à l'esthétique, soit à l'étanchéité, lorsque cette dernière doit être assurée par le béton lui-même ou par un enduit peu ductile faisant corps avec lui, soit, exceptionnellement, à la stabilité de la construction, enfin à la conservation des armatures du béton armé.

En fait, le retrait et la tendance à fissuration dépendent de très nombreux facteurs : nature et caractéristiques du liant et des agrégats, degré de durcissement, conditions de mise en œuvre et de conservation.

Le problème est donc extrêmement complexe et le présent exposé ne saurait prétendre faire le tour de la question. Il s'agit, plus modestement, d'un exposé de circonstance, demandé par l'*Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, à la suite de réclamations d'utilisateurs se plaignant d'une augmentation sensible des phénomènes de fissuration avec les ciments actuels, par rapport aux anciens, et à la suite des discussions qui ont eu lieu à l'occasion de la publication, par l'A.F.N.O.R., de feuilles de documentation concernant les techniques de mesure de la finesse, du retrait, de la fissurabilité des ciments, et des caractéristiques demandées à cet égard par certains Cahiers des charges.

Cet exposé est destiné avant tout à engager, entre utilisateurs et fabricants, un dialogue plus efficace que celui dont nous avons souvent des échos :

— L'utilisateur : mon béton est fissuré, le ciment est en cause;

— Le fabricant : mon ciment est excellent, mais vous ne savez pas l'employer.

En principe, le problème n'a été posé que pour le Portland 250/315 et les documents incriminés ne concernent que ce produit. Nous devons néanmoins, à diverses reprises, examiner d'autres liants pour rendre plus manifeste l'incidence de certains facteurs.

La nouvelle réglementation proposée, et souvent critiquée, est née des idées suivantes, que je ne discute pas ici :

La clientèle exige des résistances à la compression de plus en plus élevées aux courtes durées; pour lui donner satisfaction, le fabricant utilise des compositions plus calcaires et augmente la finesse. L'augmentation de la finesse entraîne une augmentation du retrait et, parallèlement, de la tendance à fissuration.

On admet, par ailleurs, que les incidents de fissuration sur chantier sont d'autant plus à craindre que les temps de fissuration, dans l'essai à l'anneau sur pâte pure, sont plus courts. Nous n'en discuterons pas ici. Cet essai de fissuration à l'anneau, proposé en France par M. BERTHIER, puis codifié par M. L'HERMITE, est essentiellement destiné à donner très rapidement une indication à l'utilisateur, les essais de retrait étant nécessairement longs; comme ces essais sont également très onéreux et que la

fissuration à l'anneau est très discutée, il apparaissait plus simple pour donner une satisfaction, au moins partielle, aux utilisateurs de limiter la finesse dans l'hypothèse, qu'en France, le clinker est généralement moulu en circuit ouvert.

Que ces problèmes soient au premier rang des préoccupations de notre Centre d'Études, je donnerai pour preuve l'importante participation que nous avons prise — avant même que notre laboratoire ait pu s'en

occuper — et que nous continuons à prendre aux études de différents laboratoires et de celui du Bâtiment et des Travaux Publics en particulier.

Pour terminer maintenant ce trop long préambule, je veux préciser que cet exposé n'est nullement la relation des travaux déjà considérables de notre laboratoire, que MM. JOISEL, FERET et VENUAT publieront ultérieurement, cette restriction vaut même si je fais état fréquemment de résultats qui leur sont dus.

## I. — RETRAIT ET FISSURATION DES PATES PURES : LE FACTEUR CIMENT

Il peut paraître paradoxal de commencer ce paragraphe par une référence à l'importante étude publiée en 1951 par H. W. BREWER et R. W. BURROWS et intitulée : le ciment grossièrement broyé fournit un béton plus durable, puisqu'il s'agit, en fait, d'essais sur mortier (mortier 1/2,34;  $e/c = 0,46$ ), mais le seul facteur variable a été la finesse du ciment, moulu dans un broyeur à boulets de laboratoire, à des finesses allant de 1 200 à 2 700  $\text{cm}^2/\text{g}$  (WAGNER) soit environ de 2 400 à 5 400  $\text{cm}^2/\text{g}$  (Blaine).

Je cite : « Quand un anneau de mortier était sous tension par moulage autour d'un disque de métal poli, on a observé que les mortiers contenant les ciments les plus grossiers résistaient à la fissuration pendant la plus longue période de séchage (les temps de fissuration ont varié de 5 à 20 jours, atmosphère à 50 % d'humidité et 21°C). Le retrait mesuré sur les prismes témoins indiquait que les mortiers contenant les ciments à plus grosse mouture se rétractaient à une allure plus lente, mais présentaient jusqu'à 40 % de retrait complémentaire au moment où se fissuraient les anneaux de mortier sous tension, ce qui indiquait que les mortiers confectionnés avec du ciment à grosse mouture sont beaucoup plus résistants à la fissuration, due au retrait par séchage, que les mortiers confectionnés avec les ciments plus fins. La résistance la plus grande du ciment à grosse mouture à la fissuration résultant du retrait au séchage, a été mise en évidence qualitativement en faisant sécher des plaquettes de ciment pur sous tension interne : les plaquettes fabriquées avec les ciments à grosse mouture présentent moins de fissures ».

Les auteurs montrent ensuite que les éprouvettes de béton, exposées à l'extérieur, sous le climat semi-aride de Denver, pendant un an ou davantage, manifestent une chute caractérisée de résistance à la gélivité à mesure que la finesse du ciment augmente; la chute de résistance est attribuée à la fissuration causée par la succession des

périodes humides et sèches. D'où le titre de l'article : le ciment grossièrement broyé fournit un béton plus durable.

Il était souhaitable de faire, de notre côté, quelques expériences dans ce sens :

Un clinker de Portland a été broyé, au laboratoire, avec 3 % de gypse, aux finesses :

1520 2020 3040 4040 5000 et 5500  $\text{cm}^2/\text{g}$  (Blaine).

En ce qui concerne le retrait de la pâte pure, à consistance normale, on constate que la pâte prend d'autant plus de retrait et d'autant plus vite que le ciment est plus fin (fig. 1).

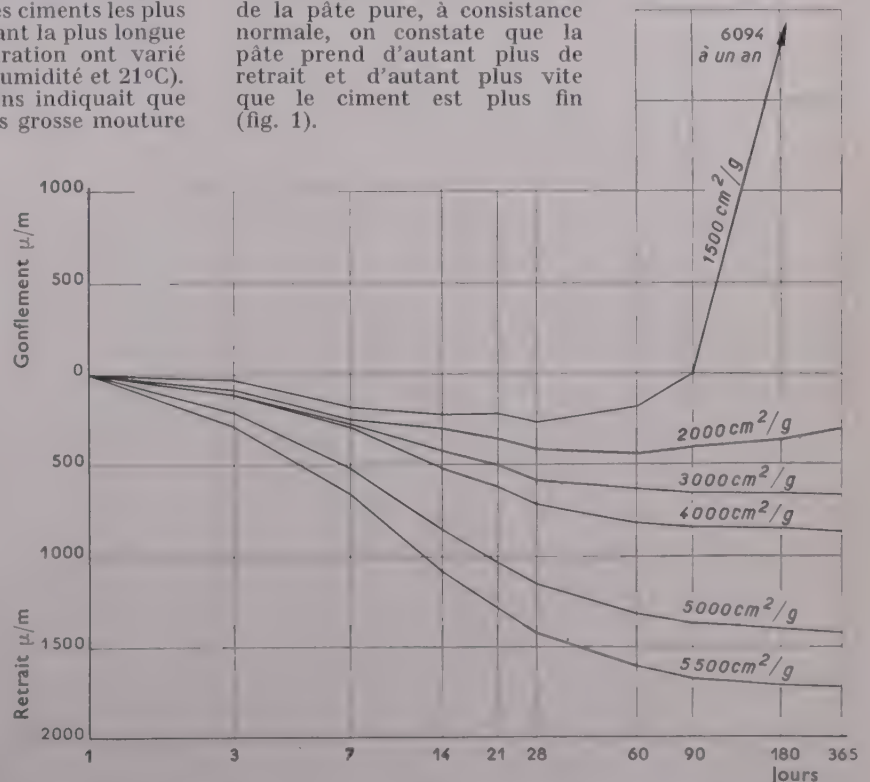
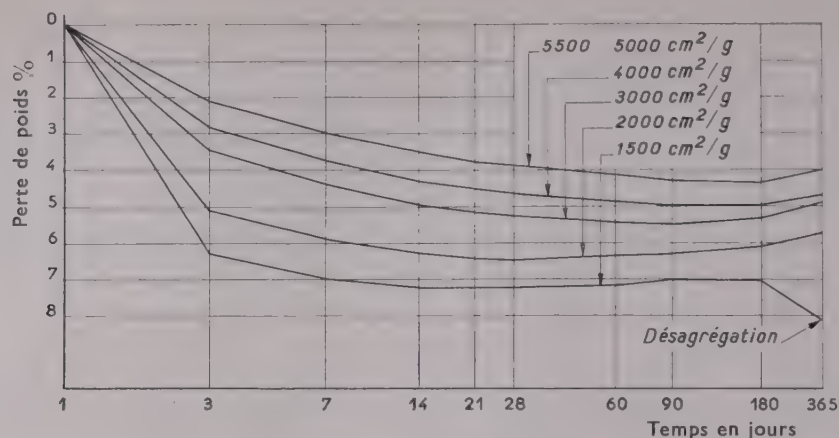


FIG. 1. — Retrait en fonction de la finesse (mortier 1/3 Cembureau-Rilem  $e/c = 0,5$ ).




 FIG. 2. — Perte de poids en fonction de la finesse (mortier 1/3 Cembureau-Rilem  $e/c = 0,5$ ).

Les résultats sont nets, mais deux facteurs ont varié : la finesse et le rapport  $e/c$ , le pourcentage d'eau pour la consistance normale ayant été de 23,1 % pour 1 520 Blaine et de 29,2 % pour 5 500. Mais la perte de poids, par évaporation, est nettement plus rapide pour les produits les plus grossiers, variant de deux à un, à trois jours, ce qui devrait compenser l'effet du facteur  $e/c$  (fig. 2).

On ne peut laisser sans commentaire le cas du ciment broyé à 1 500  $\text{cm}^2/\text{g}$  qui peut paraître en contradiction absolue avec la thèse ici défendue sur la durabilité des ciments à mouture grossière. Je ferai seulement remarquer qu'il s'agit de la mouture anormalement grossière d'un clinker actuel, donc fortement dosé en chaux et qui peut contenir en fin de cuisson un léger pourcentage de chaux

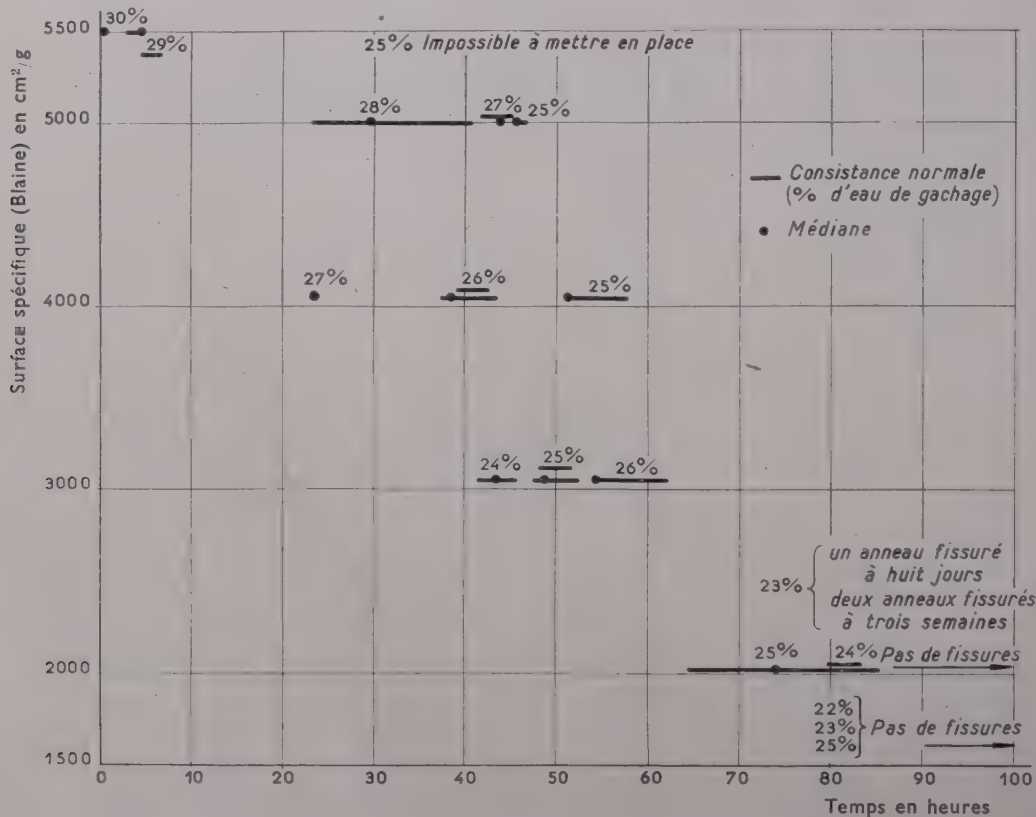


FIG. 3. — Fissuration en fonction de la finesse d'un ciment.

libre. Le gonflement qui accompagne l'extinction de celle-ci est d'autant plus accentué que les grains sont plus gros, d'autant plus tardive que la cuisson a été plus poussée et que l'atmosphère de conservation est plus sèche. En milieu aqueux liquide, l'expansion est beaucoup moins à craindre. L'objection ne saurait donc être retenue à l'encontre des ciments anciens, moins calciques, à mouture d'ailleurs moins grossière.

En ce qui concerne le temps de fissuration à l'anneau, les premiers résultats ont été décevants : la courbe des temps de fissuration en fonction de la finesse rappelait le profil d'un dos de chameau, ce qui, je l'avouerai, n'était pas pour déplaire à mes collaborateurs, volontiers sceptiques. La répétition de l'essai a tout de même conduit au résultat attendu (fig. 3) (cinq heures environ pour 5 500 Blaine, trente à cinquante heures pour les fines intermédiaires, soixante-dix heures environ pour 2 000 Blaine et pas de fissure à cent heures pour 1 500) avec assez de netteté pour que je demande à mes collaborateurs si ce n'était pas pour me faire plaisir qu'ils avaient trouvé ces résultats. Ils m'ont affirmé que non, mais en ajoutant que c'était bien pour me faire plaisir qu'ils avaient recommencé plusieurs fois les essais. Si mon insistance, d'ailleurs discrète, a eu pour effet de leur donner plus de maîtrise dans la technique de l'essai à l'anneau, c'est déjà un résultat satisfaisant.

Je retiendrai des indications précédentes que, pour un clinker donné (j'insiste sur ce point), le retrait et la tendance à fissuration (surtout si on caractérise celle-ci par l'inverse du temps de fissuration à l'anneau) augmentent avec la finesse.

Mais il n'est pas possible de généraliser, le retrait et la fissuration ne dépendant pas de la seule finesse et les études de corrélation entre finesse, retrait et temps de fissuration, sur les ciments commerciaux, peuvent apparaître incohérents.

Un premier facteur important, dont il n'est le plus souvent pas tenu compte, est l'histoire de l'échantillon précédant l'essai.

Je citerai un cas significatif, peut-être excessif : (il s'agit en fait d'un Portland blanc) :

A l'état frais, le ciment présentait à l'anneau un temps de fissuration de 1 h 30 mn. Après deux mois de conservation, le même ciment a fissuré à 45 heures. Pour un tel ciment, on se rend compte que l'on peut trouver n'importe quel temps de fissuration en fonction des conditions de conservation de l'échantillon, conditions généralement inconnues du laboratoire qui procède à l'essai.

Autre exemple : un CPA 250/315 courant a donné à l'anneau des temps de fissuration de :

7 h 15 mn 7 h 15 mn 7 h 45 mn

conservé un mois en fût étanché il a donné pratiquement les mêmes durées :

6 h 45 mn 7 h 8 h

mais étalé pendant un mois dans la salle à 50 % d'humidité, il a donné :

11 h 15 mn 11 h 30 mn 12 h.

Il semble que l'influence de l'événement soit surtout sensible sur les ciments qui présentent à l'état frais un temps de fissuration très court, mais je ne puis m'empêcher de rapprocher ces résultats des incidents de fissuration qui résultent de l'emploi de ciments trop frais. Deux mois d'attente atténuent très fortement ces incidents, mais ce conseil ne peut plus, matériellement,

être suivi. C'est néanmoins, à mon avis, un point à l'actif de l'essai de fissurabilité.

Un autre facteur, que l'on ne peut négliger, est la composition chimique du ciment.

Il y a déjà longtemps que le Professeur DITTRICH de Berlin a proposé d'estimer la tendance à la fissuration par le rapport :

$$K = \frac{Al_2O_3 \times MgO}{\sqrt{R \cdot 4900}}$$

qui, en plus du résidu au tamis de 4 900 mailles, donc de la finesse, fait intervenir les teneurs en alumine et en magnésie du ciment.

Certes la formule a été critiquée : on a fait remarquer que la teneur en alumine n'indique pas en quelle proportion celle-ci peut se trouver engagée dans l'aluminate tricalcique ou l'alumino-ferrite, dont le rôle peut être différent, et que la teneur en magnésie n'indique pas si celle-ci se trouve sous forme de périclase ou en solution solide dans la phase vitreuse, enfin que le résidu au tamis de 4 900 mailles ne donne qu'une idée très incorrecte de la finesse du ciment. Peut-être, mais les ciments pour bétons routiers allemands ont été choisis avant guerre sur de tels critères : on imposait au Portland un résidu minimum de 5 % au tamis de 4 900 mailles. Les autos-trades allemandes ont la réputation de ne s'être pas si mal comportées.

En France, la fourchette 2 500-3 500 cm<sup>2</sup>/g (Blaine) proposée pour les Portland 250/315, prévoit une exception pour les ciments à module silicique élevé, ce qui fait intervenir le pourcentage d'alumine : on a considéré que les Portland pauvres en alumine pouvaient être moulus plus fins sans exagérer la tendance à fissuration.

Je citerai le cas d'un Portland 250/315 à 2,7 % d'alumine qui, pour une finesse Blaine de 4 120 cm<sup>2</sup>/g et un retrait normal, donne un temps de fissuration à l'anneau de 22 h 45 mn. Sa résistance à la compression, en mortier normal 1/3, est cependant de 360 kg/cm<sup>2</sup> à 7 jours.

Ce dernier point m'amène à insister encore sur un autre facteur, la classe de résistances du ciment. Un H. R. I. 315/400, sous l'étiquette CPA ou B 250/315, ne voit pas pour autant changer ses caractéristiques mécaniques qui interviennent dans la fissuration.

M. VIRONNAUD a publié, il y a quelques jours à peine, une très importante contribution à l'expérimentation sur les conditions de l'essai de fissurabilité des liants hydrauliques. La technique de l'essai ne nous intéresse pas en ce moment, mais je voudrais commenter le tableau XX qui groupe des résultats destinés à rechercher une corrélation entre le temps de fissuration à l'anneau et l'analyse chimique, corrélation que l'auteur déclare ne pas trouver.

Les résultats, obtenus par conséquent sans idée préconçue, concernent cinq H. R. I. 315/400, six Portland 250/315 et trois produits sur lesquels on doit faire des réserves :

— Un mélange de deux ciments de classes différentes (n° 3) ;

— Un produit dont la catégorie et la classe ne sont pas indiquées (n° 8) ; ce serait le plus aberrant dans l'examen qui va suivre ;

— Enfin un ciment 160/250, dont l'analyse chimique permet d'affirmer qu'il ne s'agit pas d'un Portland (n° 13), mais qui se classerait d'ailleurs convenablement dans la série.



Nous limitant aux H. R. I. et aux Portland incontestables, nous aurons certes peu de résultats, comme le déclare M. VIRONNAUD mais, au point de vue statistique, il me paraît difficile de tenir pour sans signification les points suivants :

Les cinq H. R. I. ont une teneur potentielle en silicate bicalcique inférieure à 25 % (de 8 à 24 %);

Les six Portland 250/315 ont une teneur en silicate bicalcique supérieure à 25 % (de 26,6 à 46,5 %).

Les cinq H. R. I. présentent un temps de fissuration inférieur à 4 heures. Leurs pertes au feu élevées (supérieures à 3 % pour quatre d'entre eux) incitent à se demander s'ils ne sont pas dopés au chlorure de calcium, ce qui est licite pour cette classe. On connaît l'influence marquée du chlorure de calcium sur le retrait des pâtes pures; qu'en est-il pour le temps de fissuration? Il est regrettable que les analyses chimiques ne donnent aucune indication de teneur en chlore.

Les six Portland 250/315 présentent des temps de fissuration supérieurs à 20 heures (de 20 h 45 mn à 39 heures) et ce temps de fissuration croît assez régulièrement avec la teneur en silicate bicalcique; vous ne me ferez cependant pas écrire l'équation de la droite qui partage équitablement ces six points (fig. 4) et qui passe par l'origine : temps de fissuration nul pour une teneur nulle en silicate bicalcique. On ne doit, en effet, pas perdre de vue que les Portland riches en silicate bicalcique ont une résistance moins élevée aux courtes durées, ce qui a pu être compensé par une plus grande finesse, caractéristique malheureusement non indiquée.

Les indications de temps de fissuration données par ailleurs, dans le même mémoire, pour dix-sept H. R. I., trente-neuf 250/315 (étiquette commerciale) et huit ciments de fer sont bien dans le même sens.

Je rappellerai que la détermination du temps de fissuration à l'anneau n'a été envisagée que pour les Portland

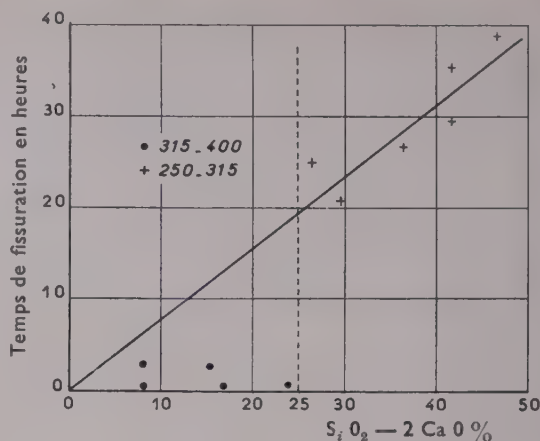


FIG. 4.

250/315. Et la première conclusion de ce premier chapitre sera que le retrait et la fissuration de la pâte pure d'un ciment, qui est un tout, font intervenir l'ensemble des caractéristiques de celui-ci, caractéristiques chimiques, physiques (finesse en particulier) et mécaniques. Vouloir, pour les ciments commerciaux, établir une corrélation entre le temps de fissuration à l'anneau, par exemple, et une seule caractéristique du ciment, sans se préoccuper des autres, est illusoire.

La seconde conclusion est que les deux moyens qu'utilise le cimentier pour augmenter les résistances du Portland aux courtes durées (accroissement de la teneur en chaux ou de la finesse) paraissent bien, l'un et l'autre, agir dans le sens d'une augmentation du retrait et de la tendance à fissuration des pâtes pures.

## II. — RETRAIT ET FISSURATION DES MORTIERS ET BÉTONS : LES FACTEURS DE COMPOSITION ET DE MISE EN ŒUVRE

En ce qui concerne les mortiers, et pour un sable bien défini, une étude de notre laboratoire apporte des résultats que je résumerai seulement ici.

L'étude a porté sur une pâte pure et quatre mortiers :

— Mortier 1/1, sable de Fontainebleau;

— Mortier 1/2 (fin), mélange d'une partie de sable de Fontainebleau et d'une partie de sable de Leucate fin;

— Mortier 1/2 (gros) mélange en parties égales de sable de Fontainebleau, de Leucate fin et moyen;

— Mortier 1/3, mélange en parties égales de sable de Fontainebleau, Leucate fin, moyen et gros.

Le premier point concerne les résistances mécaniques :

— Dans la conservation à l'eau, on constate que le rapport :

$$\frac{\text{résistance à la compression}}{\text{résistance à la traction-flexion}}$$

est pratiquement compris entre 5 et 7, pour tous les mortiers et la pâte pure, aux durées de 2, 7 et 28 jours.

Dans la conservation à l'air, on retrouve sensiblement les mêmes valeurs pour les trois mortiers pauvres, mais aux courtes durées, le rapport des résistances est de l'ordre de 10, pour le mortier 1/1, et de 15 pour la pâte pure.

Les essais de retrait confirment ce que l'on savait déjà, c'est-à-dire que le retrait est d'autant plus élevé que le mortier est plus riche en ciment et que le mortier ayant une plus forte proportion d'éléments fins prend plus de retrait (fig. 5). Quantitativement, le retrait du mortier (à 180 jours par exemple, comme l'a calculé M. JOISEL) est proportionnel au volume absolu de pâte pure qu'il renferme.

Les temps de fissuration à l'anneau sont de l'ordre de :

- 16 h pour la pâte pure;
- 58 h pour le mortier 1/1;
- 96 h pour le mortier 1/2 (fin);
- 104 h pour le mortier 1/2 (gros);

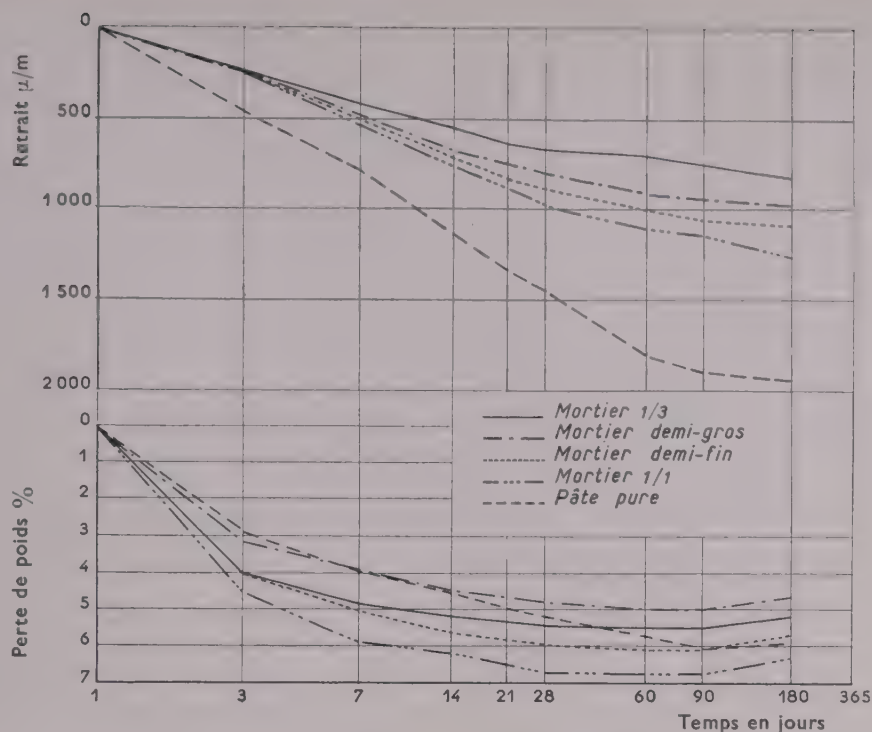


FIG. 5. — Retrait en fonction de la composition du mortier.

et supérieure à 5 jours pour le mortier 1/3; mais on constate que les dispersions sont encore plus élevées en mortier qu'en pâte pure.

Sous l'angle où nous nous sommes placés ici, on peut dire que les mortiers riches prennent plus de retrait, sont plus fragiles et présentent une tendance plus accentuée à la fissuration que les mortiers moins dosés.

J'en arrive maintenant au problème du béton que je ne puis malheureusement qu'effleurer, renvoyant à deux exposés dont je ne saurais trop conseiller l'étude :

Le retrait et le fluage du béton, présenté par F. M. LEA et C. R. LEE, au *Symposium du retrait et de la fissuration des produits à base de ciment*, à Londres, en 1947;

Le retrait du ciment pris, sa mesure et ses effets, présenté par H. HUMMEL, à la session de l'*Association des Cimenteries allemandes*, à Düsseldorf, en 1954.

Le lecteur y trouvera l'exposé et la critique des nombreuses et savantes théories proposées qui ne sauraient trouver place dans un exposé oral volontairement court, et une argumentation basée sur une connaissance approfondie des données expérimentales.

Voici comment HUMMEL pose le problème et je ne saurais mieux faire que de citer la traduction :

« Le retrait et la dessiccation évoluent avec le temps; les mortiers et bétons passent par divers états dont les trois périodes caractéristiques sont :

- a) Du gâchage au début de la prise;
- b) Du début à la fin de la prise;
- c) Le durcissement proprement dit.

« On a l'habitude de ne suivre les variations de volume que pendant la troisième période pour la raison que des tensions, résultant de variations de volume contrariées, ne peuvent se produire que dans la masse durcie. Il convient de renoncer à cette habitude et de considérer les trois périodes.

« On suppose généralement un état stable, ou on soupçonne un gonflement, pendant la période du gâchage au début de prise, parce que les masses baignent pour ainsi dire dans leur eau. En réalité, c'est l'ancienne remarque de KUNZ qui a été à plusieurs reprises confirmée : dès le début, se produisent d'importantes diminutions de volume dont l'ordre de grandeur dépasse même de beaucoup les valeurs de retrait mesurées à la façon habituelle sur les masses durcies.

« Entre le début et la fin de prise se produit un dégagement de chaleur relatif à l'hydratation.

Il faut ici distinguer deux cas :

— La chaleur d'hydratation est faible ou peut se dissiper très rapidement; il se produit alors une diminution de volume manifeste;

— Le dégagement de chaleur est important; alors la dilatation thermique masque la diminution de volume.

« Pendant la période qui suit la fin de prise se produit — lors de la conservation à l'air — la diminution de volume, croissante avec le temps, que l'on a coutume de mesurer comme retrait proprement dit.

« Il est nécessaire de distinguer en fait — et pour une bonne compréhension — les diminutions de volume qui



se produisent à l'état pâteux et semi-pâteux de celles qui surviennent à l'état solide. Pour distinguer les premières du retrait proprement dit qui affecte l'état solide, on peut les désigner sous le nom de contraction.

« La différence caractéristique entre la contraction et le retrait consiste en ce que la contraction contrariée du béton qui n'a pas encore fait prise, ne provoque pas l'apparition de contraintes importantes au point de vue technique, mais peut cependant avoir pour effets des relâchements de la structure, alors que l'opposition au retrait du béton durci développe invariablement des contraintes de traction. C'est la raison pour laquelle les phénomènes qui affectent le béton durci ont été de préférence pris en considération.

« L'allure du retrait en fonction du temps, dans chaque cas particulier, a une grande importance quant au comportement des mortiers et des bétons. Des mesures de retrait effectuées à certaines périodes, ou les mesures du retrait final, ne fournissent que peu de renseignements. En raison des phénomènes de fluage sous la contrainte de retrait, une progression du retrait lente au début — même si elle se termine par une valeur finale relativement forte — sera plus favorable qu'une allure rapide dès le début, même avec une valeur finale moins élevée. Dans le premier cas, le fluage qui s'oppose au retrait, est mieux à même d'amortir la contrainte que dans le second cas.

« Lorsqu'une forte contraction se produit au sein d'un ciment encore mou, soit dans un mortier, soit dans un béton, et si cette contraction est réprimée par un moyen quelconque, il n'apparaît pas de tensions importantes du point de vue technique, mais des relâchements de structure sont possibles. Il faut s'attendre à des affaiblissements aux points où ces relâchements se produisent; c'est là que les tensions de retrait se résoudront plus tard en fissures ».

Nous voyons apparaître deux nouveaux facteurs, non mentionnés jusqu'ici, et dont l'importance est cependant primordiale : l'effet thermique et les possibilités de fluage.

Pour fixer les ordres de grandeur, j'emprunte à LEA et LEE les indications suivantes :

— La contraction d'un béton normal, provoquée par une chute de température de 30°C est du même ordre de grandeur que la partie réversible du retrait quand on passe d'une ambiance saturée d'humidité à une atmosphère sèche.

« Les caractéristiques du fluage sont fortement influencées par la nature de l'agrégat; DAVIS et DAVIS ont trouvé que des bétons, similaires par ailleurs, essayés dans l'air, quant à la valeur de leur fluage se rangeaient dans l'ordre : grès, basalte, graviers, quartz et calcaire; le fluage avec grès étant plus que double du fluage avec le calcaire.

« On peut noter la ressemblance de l'ordre indiqué avec celui concernant les propriétés de retrait. On observe des différences considérables dans les retraits de bétons, semblables par ailleurs, confectionnés avec différents types d'agrégats; une cause importante de cette circonstance réside dans le fait que bien des agrégats, tels que les grès, présentent eux-mêmes un mouvement prononcé sous l'influence de l'humidité. DAVIS et TROXELL ont trouvé qu'un béton contenant du grès subissait un retrait double de celui d'un béton, similaire par ailleurs, renfermant du calcaire. »

Pour en terminer avec des citations, déjà trop nombreuses et trop longues, j'emprunterai à HUMMEL une

indication sur laquelle les constructeurs ont certainement une opinion :

« La suppression totale du retrait est rare en pratique de construction; il ne s'agit, la plupart du temps, que d'atténuations partielles. Cependant les dilatations thermiques qui se manifestent beaucoup plus rapidement que les phénomènes de retrait, viennent alors se superposer à ces derniers. Il est à peu près certain que les fissures de retrait ne sont ordinairement déclenchées que par les expansions thermiques. Il faut au reste tenir compte du fait que pour les constructions édifiées à la fin de l'automne, le retrait et les contractions provoquées par abaissement de la température s'additionnent — devenant ainsi très gênantes — alors que pour les constructions effectuées à la fin du printemps le retrait et l'allongement dus à la température peuvent se compenser, exerçant de la sorte une action moins nuisible. Quand on entreprend des études sur la fissuration dans les bâtiments, on constate toujours que les travaux exécutés en automne ont plus de tendance à la fissuration que ceux réalisés au printemps. »

Vous m'en voudriez certainement de ne pas rappeler maintenant, même très brièvement, l'influence connue de différents facteurs :

— En augmentant la dimension maximum des agrégats, on réduit légèrement le retrait du béton et sa tendance à fissuration;

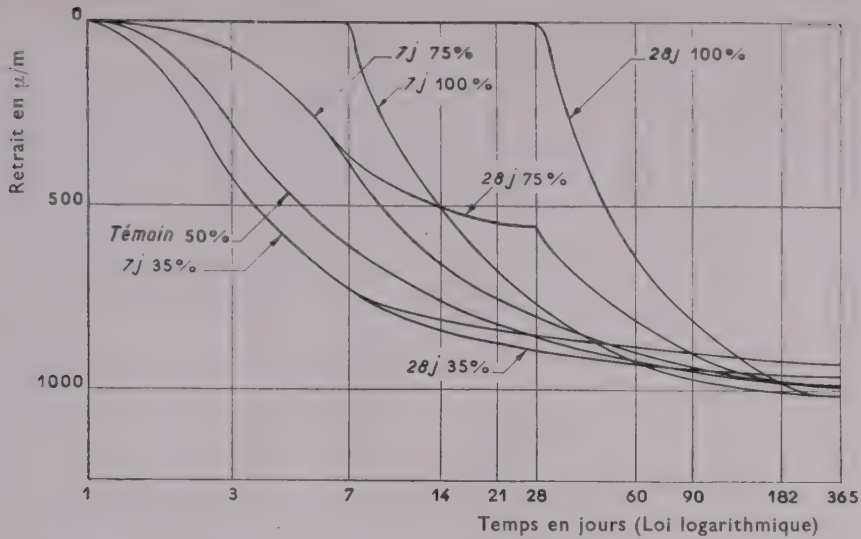
— Le retrait augmente avec le rapport  $e/c$  et avec le dosage en ciment; l'effet des variations du rapport  $e/c$  est plus prononcé avec les bétons riches.

— Les dimensions et la forme des éléments ont une influence très marquée sur la vitesse d'évaporation de l'eau. L'hypothèse que les lois de la diffusion de l'humidité sont analogues à celles de la diffusion de la chaleur s'accorde bien avec les résultats expérimentaux, en choisissant des constantes empiriques appropriées. Les grosses éprouvettes prennent leur retrait beaucoup plus lentement que les petites et leur retrait final paraît même relativement plus faible, en raison vraisemblablement des contraintes internes résultant des diverses vitesses de diffusion de l'eau dans les différentes parties de l'élément.

— Les conditions de conservation, le maintien de l'humidité aux premiers âges, ont une influence bénéfique bien connue, que je ne fais que rappeler, même s'ils ne modifient pas le retrait final (fig. 6). Le béton requiert de grandes quantités d'eau durant les premières vingt-quatre heures et, si l'on fournit l'eau pendant la période du refroidissement, on diminue nettement les retraits thermiques susceptibles de provoquer des fissurations dans le béton.

— L'hétérogénéité du béton a certainement une influence sur le développement de contraintes internes locales dans la masse. Une étude sur des bétons de bâtiment, publiée il y a quelque temps par l'Institut Technique, est de nature à susciter quelque inquiétude à cet égard.

— L'adhérence du ciment aux agrégats a, sans conteste, une influence marquée. De récents travaux de M. FARRAN, auxquels je ne peux faire qu'une allusion, apparaissent très instructifs. En imprégnant le béton d'un liquide coloré et l'examinant ensuite suivant des techniques minéralogiques de lames minces et surfaces polies, M. FARRAN peut reconnaître qualitativement si l'adhérence est plus ou moins bonne, par l'importance du liseré coloré entre ciment et agrégat.



Mesures sur éprouvettes de  $4 \times 4 \times 16$  cm en mortier 1/3 (Ciment C. L. K. — 160/250).  
Conservation initiale 7 ou 28 j à 100, 75 et 35 % d'hygrométrie relative.

FIG. 6. — Influence de la conservation initiale sur le retrait final.

Un liseré nul entre Portland et calcite, ou dolomie, indique une adhérence excellente. Pour les différents agrégats, l'adhérence varie avec leur nature et leur état de surface. On peut noter que les essais au gel alterné (FARRAN, ORTH) ont confirmé les observations qualitatives et nous avons déjà mentionné la corrélation : fissuration-gélivité.

— Une bonne adhérence ne se manifeste que sur des agrégats propres; M. CAQUOT a plusieurs fois signalé le cas d'un chantier dont le béton présentait des résistances satisfaisantes à la compression, mais une résistance pratiquement nulle à la traction : les agrégats étaient recouverts d'une mince pellicule argileuse.

Vous savez que la réalisation des bétons à haute résistance exige un tri soigné des agrégats... et le polissage minutieux des faces des éprouvettes d'essai. Le secret de beaucoup d'excellents bétons est dans le choix des agrégats; les besoins d'agrégats, toujours croissants, dans le rapport de l'augmentation du tonnage de ciment fabriqué, ne permettent peut-être pas toujours le meilleur choix.

M. le Président MAYER vous dira que ce qui, dans ce domaine, a peut-être le plus surpris les Américains en France, c'étaient les prescriptions insuffisantes des Cahiers des charges en ce qui concerne la qualité des agrégats.

### III. — INTERDÉPENDANCE DU CIMENT ET DES TECHNIQUES D'EMPLOI

L'interdépendance du ciment et des techniques d'emploi est un sujet qui m'est cher; je l'ai trop souvent évoqué pour m'y appesantir aujourd'hui, bien que j'aie souvent l'impression d'être la voix de celui qui crie dans le désert : il faut compter avec la psychologie de l'utilisateur qui veut du Portland et avec l'ambition du fabricant qui désire vendre du Portland en raison de la valeur commerciale attachée à ce terme par la clientèle. Ce n'est pas ma faute si le mot Portland a un sens accepté internationalement et qu'il n'est donc pas possible d'élargir.

Je prendrai quelques exemples, au hasard :

Plusieurs d'entre vous ont certainement entendu ici-même, il y a environ deux mois, l'exposé de M. J. MEUNIER de la *Soproma*, sur les tendances nouvelles de l'industrialisation du bâtiment. M. MEUNIER a fait état de panneaux de béton, d'assez grandes dimensions, enduits, à la sortie de l'étuve et encore chauds, d'un mortier de Portland dont le comportement est parfait. Le même enduit, posé sur un panneau refroidi, fissure inévitablement. Il est évident que la contraction thermique du panneau annule la tendance à fissuration de l'enduit.

Le ciment employé, mal adapté à la technique courante de l'enduit, convient parfaitement pour cette technique particulière.

Le problème des enduits, dont je veux dire quelques mots ici, présente, en effet, un double aspect : conditions d'exécution, nature du liant.

En ce qui concerne le premier point, l'exemple précédent montre une technique adaptée aux ciments actuels à fortes résistances, mais les conditions d'exécution courantes, préparation et mode d'application, relèvent et relèveront vraisemblablement encore longtemps d'une technique artisanale adaptée aux anciens produits à maçonner (ciments naturels et chaux hydrauliques), mais non aux Portland actuels, tangentant souvent 315/400, même sous l'étiquette 250/315.

Sans y insister, je rappellerai que les qualités des liants convenant aux enduits sont essentiellement :

— La grande plasticité de la pâte fraîche, qui donne un mortier gras facile à mettre en œuvre;



— La bonne adhérence du mortier aux matériaux de construction assurant une forte liaison;

— La faible tendance à fissuration, ce qui entraîne une imperméabilité et un aspect satisfaisants.

Les produits qui conviennent le mieux sont les ciments naturels, les chaux hydrauliques, les mortiers bâtards, à défaut des quelques ciments à maçonner réputés que l'on trouve sur le marché.

Les problèmes de la maçonnerie et de la construction courante se posent un peu de la même manière et c'est la raison pour laquelle beaucoup d'entrepreneurs réclament un Portland qui ne présente pas des résistances exceptionnelles, mais une souplesse d'emploi et une adaptation suffisantes pour assurer le bon comportement des ouvrages. Les fabrications normales donneront toute satisfaction si l'on renonce à la course aux résistances à la compression et si le choix du client n'est pas conditionné par le seul chiffre de la résistance à la compression à 7 jours, voire à 2 jours.

Le docteur « il n'y a qu'à » conseille alors de revenir à un Portland un peu moins dosé en chaux et un peu moins fin.

Supers et H. R. I. doivent être réservés à des techniques plus évoluées, comme la précontrainte ou certaines préfabrications, exigeant un durcissement toujours plus rapide (on voudrait démouler après moins d'une heure d'étuvage) et des résistances mécaniques toujours plus élevées; les qualités de ces ciments sont alors mieux utilisées, mais il ne faut pas demander en même temps aux 250/315 de présenter ces mêmes caractéristiques.

#### IV. — LES ESSAIS DE RETRAIT ET DE FISSURATION

Je dirai quelques mots seulement des essais de retrait et de fissuration, quatrième et dernier point du sommaire figurant au verso des cartes d'invitation.

Ces essais se font en pâte pure.

De l'essai de fissuration à l'anneau très critiqué, je dirai peu de chose; personnellement et sans être en cela suivi par mes collaborateurs, je le trouve assez significatif et je m'y suis souvent référé au cours de cet exposé. Que sa technique soit délicate et demande à être précisée, on en conviendra facilement; que ce soit un bon essai de réception, que le choix de tel temps minimum de fissuration pour accepter un Portland soit judicieux, on ne peut discuter, mais ce n'est pas là l'objet du présent exposé, et nous pourrions d'ailleurs demander, sur ce point, quelques éclaircissements à M. LAZARD.

J'indiquerai seulement que l'essai en pâte pure nous paraît préférable à l'essai en mortier qui est plus dispersé, et qui donne des temps de fissuration beaucoup plus longs. L'essai à l'anneau en pâte pure donne une indication très rapide et c'est là, dans l'esprit de ses promoteurs, son premier intérêt.

En revanche, en ce qui concerne l'essai de retrait, notre laboratoire est franchement partisan de l'essai en mortier et je m'excuse auprès de mon ami L'HERMITE, même s'il s'agit du mortier *Rilem-Cembureau*.

Voici nos raisons :

Bien qu'il soit plus difficile de mesurer une petite variation de longueur qu'une plus grande, on nous accor-

derai que la précision des mesures de retrait sur mortier est satisfaisante.

Voici encore deux exemples, dans des domaines différents :

Au premier Congrès International du Béton Manufacturé, tenu à Bruxelles, les fabricants belges de carreaux de ciment se sont plaints amèrement de ce que leurs produits, fabriqués avec les ciments blancs à fine mouture qui leur sont offerts maintenant, faïencent et se fendillent d'une manière anormale; ils demandaient le retour aux anciennes fabrications, à mouture plus grossière, auxquelles leur technique d'emploi était adaptée, technique qu'ils n'entendaient pas changer. M. JOLY, sous le titre : ciments et retraits, a publié dans la *Revue des Matériaux* les résultats d'une étude postérieure, portant sur l'emploi d'un ciment blanc à grosse mouture, d'un ciment blanc à fine mouture, et sur l'emploi de deux fractions de ce dernier en sélectionnant au séparateur, 18 % de particules fines et 82 % des particules restantes. L'influence néfaste des particules fines apparaît nettement pour le mode opératoire choisi.

Au même congrès de Bruxelles, M. SENOUILLET, dans une communication intitulée : Étude sur le retrait du béton cellulaire, s'est amusé à confronter quelques théories concernant le retrait des liants hydrauliques, les opinions parfois contradictoires des augures, et les indications concernant plus particulièrement le béton cellulaire. Finalement, pour combattre la fissuration des bétons cellulaires, l'auteur, désirant utiliser au mieux le phénomène du fluage, propose une méthode qui est pratiquement à l'opposé de toutes les techniques utilisées jusqu'alors pour le durcissement. C'est l'attitude inverse de la précédente : l'utilisateur met au point une technique adaptée au produit qui lui est offert.

Cela dit, l'éprouvette de mortier prend son retrait et se stabilise beaucoup plus vite que l'éprouvette de pâte pure.

Il y aura une bien meilleure corrélation entre le retrait d'un béton — ce qu'on désire finalement connaître — et le retrait d'un mortier, qu'entre béton et pâte pure.

Les calculs de notre statisticien, qui s'est penché sur le problème, sont significatifs : les rapports : mortiers/bétons sont moins dispersés que les rapports : pâtes pures/bétons; le coefficient de variation est de 24,5 contre 34,2. Le premier chiffre a même un peu déçu mais devrait être amélioré par la correction de deux anomalies de la technique utilisée : la différence des rapports surfaces/volume des éprouvettes de mortiers et bétons et la différence partielle des natures d'agréats.

Le retrait en mortier est peu sensible au facteur  $e/c$ , malgré des pertes d'eau nettement différentes.

On sait que M. Ros a proposé, il y a déjà plusieurs dizaines d'années, de faire débiter les mesures de retrait au point d'inversion, c'est-à-dire au moment où débute le refroidissement, parce que le mortier ou le béton se trouve déjà dans le domaine du durcissement à l'instant où la température maximum d'hydratation est atteinte; à partir de ce moment, une opposition à la diminution du volume peut donc engendrer des contraintes de traction; l'essai sur mortier, où les phénomènes thermiques sont

très atténués, nous paraît également préférable sur ce point à l'essai en pâte pure.

Accessoirement, l'essai de retrait à l'air sec est généralement jumelé avec une mesure de gonflement dans l'eau. Quand on passe de la pâte pure au mortier, le retrait est divisé par trois environ, le gonflement par huit ou dix. L'essai sur mortier fait disparaître une anomalie choquante.

Pour en terminer avec les essais de laboratoire, je voudrais enfin dire un mot des essais de gélivité, la résistance au gel des bétons, exposés aux intempéries, paraissant,

comme il a été indiqué, en corrélation avec la tendance à fissuration.

On reproche parfois aux essais de gélivité de laboratoire, par cycles de gels et dégels successifs alternés, d'être trop souvent des essais de chocs thermiques.

Les limites et les vitesses de chauffage et de refroidissement, les alternatives d'humidification et de séchage (nécessaire pour provoquer la fissuration) doivent, en principe, être soigneusement réglées si l'on veut espérer obtenir des résultats comparables à ceux que l'on observe en pratique.

## CONCLUSION

Au terme de cet exposé et pour conclure, nous revenons à notre point de départ : l'augmentation sensible des incidents de fissuration des bétons au cours des dernières années. Il ne m'appartient pas, et je n'ai pas les moyens, de m'assurer du bien fondé des doléances de l'entreprise. Acceptons et cherchons les explications susceptibles de satisfaire l'esprit et surtout de conseiller utilement fabricants et utilisateurs — ce qui est toujours facile pour quelqu'un qui n'est ni l'un ni l'autre.

Aux constructeurs, je répéterai une fois de plus les conseils qui leur sont donnés à satiété :

— Éviter l'excès de ciment au delà de ce qui donne au mortier ou au béton, avec sécurité, les résistances exigées;

— Choisir l'agrégat du calibre le plus gros, compte tenu des conditions de mise en œuvre et veiller à la propreté des agrégats;

— Écarter les sables fins, les sables argileux et les sables de concassage à teneur élevée en farine de pierre;

— N'employer qu'avec circonspection les produits d'addition solubles dans l'eau;

— Utiliser le minimum d'eau compatible avec les moyens de serrage;

— Mais mouiller toutefois, au préalable, les agrégats et supports poreux;

— Serrer fortement le béton pour lui donner sa compacité maximum; le béton est encore souvent coulé trop liquide; il arrive que, par économie, les bureaux d'études de béton armé prévoient des sections faibles nécessitant des fers trop rapprochés, ce qui diminue la dimension maximum de l'agrégat. Naguère, les taux de travail étaient plus réduits, les sections plus dimensionnées, le ferrailage moins touffu;

— Éviter la dessiccation rapide dès la mise en place;

— Maintenir le béton humide pendant la première période de durcissement;

— Conserver, si possible, un certain temps, le ciment sur chantier avant de l'employer (effet de silotage);

— Enfin, pour les travaux courants, n'être pas trop exigeant sur les résistances à la compression aux courtes durées qui, jusqu'à présent, pour les Portland, en général, vont de pair avec retrait et tendance à la fissuration.

Aux cimentiers, je dirai :

— Il est infiniment regrettable que l'augmentation de la teneur en chaux et de la finesse des Portland, qui se traduisent par de fortes résistances aux courtes durées, semblent bien s'accompagner d'une augmentation du retrait et de la tendance à fissuration.

Je persiste à penser que la fourchette 2 500/3 500 Blaine, proposée pour les Portland 250/315 — proposition dans laquelle j'ai une part de responsabilité, et vous voyez poindre le plaidoyer *pro domo* — était raisonnable, dans l'hypothèse d'un broyage du clinker en circuit ouvert.

La limitation supérieure, initialement seule proposée, a été vivement critiquée : toutes les normes étrangères qui donnent des indications de finesse, prescrivent seulement une limite inférieure; une indication de limite supérieure risque de nous couvrir de ridicule et correspond à un recul technique, de cinquante ans a-t-on dit, comme si l'on avait demandé le retour aux 40 % de refus minimum au tamis de 4 900 mailles du Cahier des charges de 1885, pour la fourniture des ciments destinés aux travaux à la mer.

Cette argumentation ne m'a pas trop ému et les courbes de la figure 7 donnent à réfléchir; ce n'est pas elles toutefois qui ont entraîné le choix de 3 500 Blaine pour la limite supérieure; ce chiffre correspond à la limite inférieure de la norme suisse pour les ciments à haute résistance.

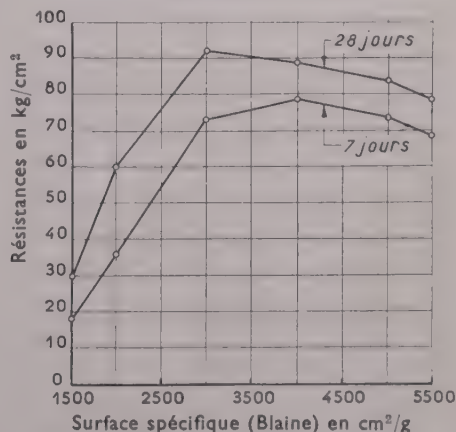


FIG. 7. — Résistances à la flexion-traction en fonction de la finesse d'un ciment (mortier 1/3 Cembureau-Rilem e/c = 0,5) (Éprouvettes de 4 × 4 × 16 cm).

Mais pour s'aligner sur les progrès techniques, on a surajouté une limite inférieure, en empruntant, toujours aux normes suisses, le chiffre de 2 500 Blaine; d'où la fourchette 2 500/3 500 Blaine pour les Portland 250/315.

C'est alors que sont nés mes premiers scrupules, le jour où un fabricant m'a fait remarquer que le broyage



de son clinker à 2 200/2 300 Blaine, lui donnait déjà les résistances d'un H.R.I. et qu'il n'allait pas s'amuser à pousser le broyage du Portland 250/315 à 2 500 Blaine, pour le plaisir de rentrer dans « ma » fourchette. Précision demandée, le broyage est réalisé en circuit fermé. Je n'en dirai pas plus mais je pense qu'il y a, dans ce sens, des possibilités de progrès technique.

Je rappellerai également aux cimentiers l'intérêt du silotage, même si ce n'est qu'un souvenir pratiquement

irréalisable dans les conditions actuelles de l'industrie cimentière, et c'est pourquoi, pour terminer, je me tourne vers les laboratoires en leur demandant de mettre au point une technique de vieillissement rapide du ciment frais.

En attendant ces progrès à venir, laissez-moi souhaiter qu'un été chaud, mais pas trop humide, vienne maintenant refermer toutes les fissures des bétons.

## DISCUSSION

M. MAYER. — Je suis sûr que vous serez tous d'accord avec moi pour remercier M. LAFUMA de son très brillant exposé qui a réussi à nous montrer avec clarté toute la complexité du problème, et après nous avoir montré cette complexité, a donné à la fois aux producteurs et aux utilisateurs des conseils extrêmement clairs, sinon faciles à suivre, pour réduire la fissuration.

Mais puisqu'il a demandé en commençant que son exposé conduise à un dialogue, je suis sûr que parmi vous il en est plusieurs qui seront tout disposés à l'engager et à faire à notre conférencier les observations que son exposé leur a paru comporter.

M. L'HERMITE. — M. le Président, M. LAFUMA, je veux d'abord vous remercier de votre exposé clair et intéressant qui a fait une mise au point de la question qui est si complexe.

Je veux faire un petit nombre d'observations. J'espère que je ne me laisserai pas aller à un bavardage trop long.

Nous allons parler de l'essai de fissuration. Vous avez bien voulu dire que vous lui trouviez un intérêt et là, je crois rendre justice à M. BERTHIER de Grenoble, qui a le premier utilisé en France ce procédé. Et c'est à la suite de ses essais que nous avons employé la méthode de l'anneau, d'une manière cependant assez différente.

Je suis heureux que vous ayez trouvé dans les résultats que M. VIRONNAUD a donnés et qui comportaient l'analyse chimique, une corrélation que nous-mêmes n'avions pas su déceler, et c'est bien la preuve que chimistes et mécaniciens doivent conjuguer leurs efforts.

Un point sur lequel vous n'avez pas assez insisté, c'est l'influence du rapport *e/c*. On dit très souvent dans les chantiers que, pour avoir moins de retrait, il faut éviter de gâcher trop humide. Ceci est vrai; mais l'influence d'une augmentation de la quantité d'eau de gâchage sur le retrait est moins importante qu'on le suppose habituellement. Par contre, une augmentation équivalente de dosage en ciment donne une plus grande majoration du retrait. Ceci est d'ailleurs reflété par la formule semi-empirique que j'ai donnée dans mon ouvrage sur la technologie du béton.

Vous avez parlé des mesures de retrait en mortier. Je vais peut-être vous surprendre, mais je ne suis pas absolument en désaccord avec vous. Vous savez comment j'avais préconisé naguère les essais en pâte pure; notamment, j'ai pensé qu'il était plus simple d'essayer le retrait sur un élément simple sans se compliquer avec un complément qui pouvait être aléatoire : l'agrégat, et c'est de cette manière que nous avons fait nos premiers travaux sur les retraits. Car nous avions observé que des variations assez faibles en granulométrie pouvaient provoquer des fluctuations dans le retrait qui arrivaient à masquer certains phénomènes. Donc l'essai en pâte pure a été préconisé comme un essai de recherche.

Et cet essai étant bien connu de nous, nous l'avons proposé comme essai à normaliser. Mais si vous trouvez un mortier qui puisse être fabriqué avec précision, les arguments que vous avez donnés peuvent fort bien conduire à modifier les spécifications actuelles et faire de l'essai de retrait un essai sur mortier.

Encore faut-il qu'il soit bien défini pour qu'on puisse trouver la relation qu'il peut y avoir entre l'essai sur mortier et l'essai sur béton, mais sur béton avec des agrégats qui peuvent être de types

différents. Si vous faites un essai sur mortier avec agrégats siliceux et un béton siliceux, il est possible que vous trouviez un rapport constant. Mais il n'en est pas toujours ainsi.

Ceci dit, je ne vois pas d'inconvénient à ce que les essais évoluent de cette manière, d'autant plus qu'ils donnent moins de gonflement que les essais en pâte pure, et pratiquement, dans les bétons, la conservation à l'eau ne donne pas de gonflement.

Maintenant, vous avez parlé de la diminution de retrait sur béton qui peut être apportée par une étude spéciale de la granulométrie, et par l'utilisation d'agrégats plus gros.

Là, je dis : méfiez-vous, parce que le retrait que vous observez peut être extérieur, et j'ai vu des bétons qui semblaient avoir un retrait très réduit sur éprouvettes, et qui avaient en réalité une fissuration interne qui provenait justement du fait que la structure s'opposait au retrait, provoquait des tensions internes locales, et des diminutions de résistance à la compression et à la traction.

Nous avons fait des bétons de blocage constitués par un agrégat dans le vide duquel on injectait un mortier. Il est évident que le squelette constitué par ces agrégats est en équilibre sur lui-même. Le retrait de ce type de béton était relativement faible. Mais, au bout de quelque temps, il a montré une chute de résistance à la traction. L'examen a fait observer que ceci était dû à des fissurations internes, et que le mortier s'était décollé des agrégats.

Voilà, M. le Président, les quelques observations que je voulais faire.

M. MAYER. — Je crois que M. LAZARD ayant été mis en cause, il nous doit quelques explications.

M. LAZARD. — Je ne veux pas me dérober à votre invitation, d'autant plus qu'il s'agit là d'une confrontation générale entre maîtres d'œuvre, entrepreneurs et cimentiers.

Je voudrais exposer le problème du seul point de vue qui m'intéresse : celui d'éviter dans les constructions d'ouvrages d'art, c'est-à-dire ponts et grands bâtiments, la fissuration, sans chercher à déterminer d'autre influence que le retrait et sans distinguer entre le retrait dû à l'évaporation et le retrait thermique.

Avant d'entrer dans le vif du sujet, je voudrais toutefois faire une remarque sur le retrait. En général, les mesures de retrait sont faites au laboratoire. Comme toutes les mesures de laboratoire, elles ne reproduisent qu'imparfaitement ce qui se passe dans la nature.

A ce point de vue nous disposons d'une expérience qui montre les différences considérables qui existent dans les retraits, d'une part de très grosses masses de béton laissées à l'air libre dans la nature, sans aucune sollicitation, d'autre part des éprouvettes habituelles de laboratoire maintenues en atmosphère parfaitement définie et constante.

L'un de mes collaborateurs prépare pour le Congrès de l'A.I.P.C. qui se tient à Lisbonne en juin prochain une communication où il donne les mesures de retrait faites à Lessart le long de la Rance, à l'intérieur de masses de béton de deux mètres de long sur un mètre de côté, faites deux fois par an. Comme ces blocs ne sont pas sollicités, les mesures ne donnent que le retrait.

Nous avons été surpris de constater l'an dernier qu'entre les auscultations de printemps et d'automne s'était produit un allongement, alors que nous attendions, comme les années précédentes, un accourcissement. D'autre part, ces accourcissements semestriels atteignent le demi dix-millième, ce qui est considérable. Il y a donc beaucoup à dire des ordres de grandeur des retraits.

Ceci dit, qui avait simplement pour but de fixer un ordre de grandeur des valeurs de retrait réelles sur les ouvrages, j'en viens au point où vous m'avez mis directement en cause, ceci fort gentiment ; la question du Cahier des charges de la S. N. C. F. et plus précisément la question du temps de fissuration avec l'essai BERTHIER, mis au point par M. L'HERMITE (essai à l'anneau).

Vous avez bien voulu reconnaître que cet essai semblait avoir quelque signification. Vous savez dans quelles conditions je l'ai introduit dans notre Cahier des charges, mais je crois utile de le répéter dans cette séance publique. Mon but unique était et est d'obtenir des ouvrages qui ne se fissurent pas. Or, depuis plusieurs années, une très grande quantité d'ouvrages fissuraient énormément.

La question devenait inquiétante. A la suite de diverses études on était en droit de penser que parmi les nombreux facteurs en jeu, le ciment jouait un rôle et un rôle prédominant. Il s'agissait donc de trouver un moyen pratique d'éliminer les ciments qui devaient nous causer des ennuis.

A l'époque, M. L'HERMITE venait de mettre au point sa technique. L'expérience a été très probante. Un certain nombre de ciments qui nous avaient donné des ennuis considérables donnaient des temps de fissuration très faibles. Au contraire, les ciments sur lesquels nous n'avions pas eu spécialement d'ennuis donnaient des temps de fissuration assez élevés.

La conclusion paraissait aller d'elle-même. Il fallait éliminer les ciments donnant des temps de fissuration très courts.

D'accord avec M. L'HERMITE et toute son équipe, nous avons convenu qu'il fallait marquer la barre aux environs de quelque chose comme quatorze heures, seize heures ou dix-huit heures. Un Cahier des charges n'étant jamais qu'un instrument imparfait, j'ai mis la barre à dix-huit heures. Depuis, cet essai a connu une certaine vogue et est exécuté dans différents laboratoires. Vous-même, vous avez légèrement modifié les conditions d'essais de M. L'HERMITE par les dimensions et le système de ventilation de l'armoire dans laquelle sont conservées les éprouvettes, de sorte qu'il y aurait sans doute à faire une étude de corrélation entre les premiers chiffres donnés au Laboratoire de la rue Brancion et ceux donnés à votre propre Laboratoire.

Je continue à éliminer les ciments qui donnent des temps de fissuration extrêmement courts.

Et ici je dois, une fois de plus, renouveler les critiques que vous connaissez bien contre les dénominations commerciales du ciment Portland. On nous vend du ciment Portland dans des sacs qui portent la dénomination 250/315 et dans ces sacs il y a des ciments qui pourraient être classés H.R.I. 315/400, voire Super. Quand on parle d'un Portland 250/315 on ne sait jamais, tant que les essais ne sont pas exécutés, si ce n'est pas un H.R.I. ou du Super, ce qui complique le problème.

Or, il semble bien, et vous-même avez apporté fréquemment à des réunions de l'AFNOR des résultats identiques, que les H.R.I. ou les Super peuvent être a priori rendus responsables de nombreuses fissurations.

Donc, notre but est d'éviter d'avoir, dans des sacs marqués 250/315, des ciments H.R.I. ou des Super. C'est pourquoi j'ai introduit cet essai de fissuration à l'anneau qui me permet de faire un premier tri. Mais nos amis les cimentiers sont fertiles en idées, et je remarque, depuis que l'essai est rendu officiel dans notre Cahier des charges, une certaine tendance des ciments de se trouver au-dessus de la barre, en même temps que le gonflement mesuré sur pâte pure et dans les conditions que rappelait M. L'HERMITE, augmente et augmente considérablement. De là à supposer, méchamment peut-être, et je m'en excuse, que les ciments qu'on nous

présente ont été légèrement travaillés pour pouvoir passer au-dessus de la barre, il n'y a qu'un pas à faire ; je le fais assez facilement.

Vous avez parlé aussi d'un point important dans la question du retrait pris dans sa généralité : retrait rapide ou moins rapide. Effectivement, nous avons constaté qu'on pouvait classer les ciments en deux grandes catégories : d'une part, des ciments qui atteignaient un retrait important mais après un temps assez long, et d'autre part des ciments qui donnaient un retrait qui à la fin n'était pas exagéré mais qui était atteint dès les premiers jours. Et, en considérant les incidents de chantier, nous avons pensé que les ciments qui donnaient un retrait très rapide étaient gênants. C'est pourquoi dans notre Cahier des charges j'ai donné des chiffres de retrait à ne pas dépasser pour éliminer certains ciments dont le retrait paraît être trop rapide et qui doivent donner des incidents.

Ces précautions prises, que peut-on dire au point de vue pratique sur la question de fissuration dans les ouvrages d'art ?

Ma réponse sera prudente. Compte tenu des nombreux ciments éliminés journellement par l'application des clauses de notre Cahier des charges, j'ai l'impression que nos ouvrages fissurent moins, mais je ne peux pas le prouver d'une manière absolue. J'ai fait faire dans chaque région de la S. N. C. F. une enquête sur les derniers ouvrages construits. Il semble bien ressortir des renseignements communiqués que depuis un an et demi, peut-être depuis deux ans, il y a moins de fissurations.

Les conditions d'élimination des ciments sont-elles seules à la base de ce résultat ? Y a-t-il d'autres raisons ? Je n'en sais rien. Toujours est-il que la direction semble se marquer, et en continuant dans la même voie on finira par obtenir des résultats nets.

Si je n'avais pas été le seul à être aussi méchant et strict vis-à-vis des cimentiers, la loi véritable se serait dégagée probablement plus vite et aujourd'hui on pourrait maintenir dans les Cahiers des charges les seules clauses vraiment nécessaires et abandonner les clauses inutiles ou superflues. C'est le souhait que je formerai à l'issue de cette confrontation. Que d'autres me suivent, et que les cimentiers voulant travailler avec nous proposent éventuellement d'autres conditions que je serai le premier à essayer afin d'obtenir des ouvrages qui ne fissurent plus.

M. MAYER. — Je remercie M. LAZARD de ses remarques auxquelles certainement M. LAFUMA aura quelques mots à répondre. Mais, auparavant, je voudrais indiquer que j'ai été très intéressé par les constatations faites au Laboratoire de Toulouse qui confirment toute l'importance qu'a la propriété des agrégats au point de vue du retrait. Il y a là quelque chose d'absolument essentiel, et on n'insistera jamais assez auprès des entreprises pour qu'elles soignent ce point particulier.

D'ailleurs, ce que nous disait tout à l'heure M. L'HERMITE des résistances insuffisantes à la traction que l'on observe dans les bétons de blocage remplis par injection de mortier du type injection à haute turbulence, colgrout ou prépack correspond pratiquement à la même chose. Il s'agit là d'agrégats qui ont été mis en place à sec et par avance, et qui ont été beaucoup moins décapés que des agrégats malaxés avec le mortier et dans lesquels le contact entre le mortier et les agrégats est certainement bien meilleur.

C'est tout ce que j'avais l'intention de vous dire. Je voudrais maintenant donner l'occasion à M. LAFUMA de répondre aux quelques observations qui lui ont été présentées.

M. LAFUMA. — Je suis très content de voir que M. L'HERMITE pense également que les essais de retrait sur mortier sont probablement plus intéressants que les essais sur pâte pure.

Le mortier paraît donner toute satisfaction à ce point de vue. Nous en sommes gros consommateurs à notre laboratoire. Par conséquent l'adaptation sera extrêmement rapide.

Pour le problème de l'influence du rapport  $e/c$  sur le retrait des bétons, nous sommes d'accord, l'influence est moindre que ce que l'on indique d'habitude, elle est surtout importante pour les bétons richement dosés. Pour les bétons courants, il semble en effet que l'influence soit moindre.



J'avoue que j'ai été très heureux d'entendre M. LAZARD donner des précisions sur le point de départ de toutes ces études. J'espère que les fabricants lui donnent satisfaction maintenant, tout au moins c'est ce que j'ai cru comprendre.

Il y a tout de même un point que j'aimerais lui entendre préciser, parce qu'il nous a parlé d'essais faits sur chantiers sur de très gros éléments de béton, et qu'il ne se souvenait plus s'il s'agissait de retrait ou de dilatation.

J'ai le souvenir d'avoir lu dans une conférence de M. FREYSSINET que les bétons conservés aux intempéries avaient tendance à gonfler sous l'effet des alternatives de sécheresse et d'humidité, ce gonflement pouvant masquer complètement le retrait. C'est pour cela que j'aimerais bien que M. LAZARD précisât ce point.

M. CARPENTIER. — On a noté au début des retraits et même des allongements, variables avec l'état hygrométrique de l'air. Au bout d'un an le retrait s'est manifesté nettement, mais avec des pointes extrêmement marquées par rapport à la valeur moyenne, dues vraisemblablement aux influences atmosphériques, de sorte que celles-ci peuvent masquer presque complètement le phénomène.

M. LAFUMA. — J'avais cru comprendre que M. LAZARD voulait nous dire que dans les gros éléments on pouvait observer nettement plus de retrait que dans les essais de laboratoire. C'est donc le manque de corrélation entre l'essai de laboratoire et l'essai réel.

M. LAZARD. — C'est ce que vient de dire M. CARPENTIER. Entre deux mesures à six mois d'intervalle la différence de lecture correspond aux ordres de grandeur que l'on donne couramment comme valeurs du retrait, et ceci peut s'inverser les six mois suivants.

M. LAFUMA. — Ceci veut dire que le ciment n'est que l'un des facteurs du problème et que les autres facteurs peuvent avoir une influence aussi importante.

M. LAZARD. — C'est cela. Il y a des questions d'humidité, de voiles d'eau restant sur ce bloc de béton, qui sont telles qu'elles perturbent complètement ce qu'on a l'habitude d'admettre comme effets de retrait.

M. COUARD. — Je me permettrai une question naïve, que je ne suis peut-être pas seul à poser, et les questions naïves provoquent souvent des réponses intéressantes.

Au fond, le retrait ne peut avoir que deux inconvénients, l'un au point de vue esthétique, l'autre au point de vue de la sécurité de l'ouvrage.

Vous avez traité la question au point de vue des enduits. Tout le monde est d'accord avec vous. Au point de vue de la sécurité de l'ouvrage, cela implique que l'ouvrage est en charge. Par conséquent, comment arrivez-vous à distinguer la fissuration due au retrait de la fissuration due aux armatures tendues d'une part, et d'autre part, en admettant que le retrait se manifeste par une traction, cela augmente peut-être la fissuration dans la partie du béton tendu, mais vous la négligez dans vos calculs, par conséquent qu'est-ce que cela peut bien vous faire ?

Quant à la partie comprimée, vous avez peut-être une partie de compression diminuée de l'action du retrait, ce qui se traduit par une augmentation des flèches, mais je ne vois pas pourquoi le retrait peut avoir une conséquence quelconque pour la stabilité de l'ouvrage.

Vous avez de la fissuration du fait de la traction de l'acier, qu'elle soit un peu plus faible ? un peu plus forte ? dans quelle mesure ? Ce sont de bien grands points d'interrogation.

Que la fissuration soit un peu augmentée par un retrait éventuel, dans quelle mesure est-ce que vous croyez que cet inconvénient supplémentaire est tellement important, c'est une question que je pose. Je me demande si on peut y répondre.

M. CARPENTIER. — Toute action telle que le retrait, qui aggrave la tendance à la fissuration du béton armé ne peut être qu'extrêmement gênante pour l'utilisateur.

Fait plus grave encore, lorsqu'on a affaire à des voûtes de couverture cependant comprimées, il est fâcheux de les voir se fissurer sur coffrage parce qu'alors, elles fuient.

M. COUARD. — C'est-à-dire fissurées avant mise en charge, et quand on la met en charge, la fissure ne se referme pas ?

M. CARPENTIER. — Absolument pas, les fissures étant d'ailleurs souvent de direction quelconque.

M. COUARD. — Il ne peut y avoir tout de même de fissures de traction dans une zone comprimée...

M. CAQUOT. — Je peux citer un fait qui montre l'importance de la climatologie, le retrait étant très différent dans les régions de Dunkerque ou de Nice.

J'ai expertisé il y a quelque vingt ans des terrasses qui avaient été faites uniquement en béton armé mince, sans aucune protection. Ces terrasses avaient tenu correctement pendant de nombreuses années et ne présentaient que quelques petites fuites. Pour les éviter on a fait un revêtement. Alors ce fut une catastrophe. Le béton étant protégé de l'eau prit un fort retrait et la chape rompu laissa passer la totalité de la pluie dans ses fissures larges mais peu nombreuses.

Suivant que l'objet est soumis aux intempéries, à l'eau, au soleil, etc... ou bien au contraire qu'il est isolé par une couverture quelconque, le retrait prend une importance toute différente.

M. LAFUMA. — M. LAZARD faisait allusion à l'ennui de trouver dans un sac de 250/315 un H.R.I. ou un Super. Nous nous sommes déjà très souvent expliqués sur ces questions. Je ne dirai pas que la mariée est trop belle, ce n'est pas cela, mais le jour où les résultats des essais de laboratoire seront moins dispersés, il y aura certainement possibilité de donner au consommateur des produits correspondant davantage à ce qu'il recherche.

M. LAZARD. — Je m'excuse, puisque M. LAFUMA remet en discussion ce problème qui me tient à cœur, je tiens à dire encore quelques mots.

J'ai toujours dit, et je veux encore le proclamer aujourd'hui, qu'en cas de discussion quelconque dans une réception de ciment, ce sont les seuls chiffres du Laboratoire de la Ville de Paris, puisque celui-ci veut bien nous prêter aimablement son concours, qui seront pris en compte.

Donc, il n'y a aucune raison de prendre une marge spéciale pour couvrir les dispersions d'autres laboratoires, puisque nous avons affaire à un arbitre unique. Je pense donc que cet argument, qui est trop souvent mis en avant, est mauvais.

M. LAFUMA. — Alors, j'en donnerai un autre, c'est la dispersion de l'arbitre lui-même d'une part, et les conditions de conservation du ciment avant l'essai.

Je n'empêcherai pas le cimentier de prendre certaines précautions pour qu'il n'ait pas de réclamations quand le client a gardé le ciment deux mois sur le chantier.

M. LAZARD. — Doit-on ennuyer tous les maîtres d'œuvre qui utilisent les ciments avant les deux mois, pour tenir compte des quelques petits entrepreneurs qui vont conserver du ciment pendant plus de deux mois ? Car, au fond, c'est sous cet angle que la question se présente.

M. LAFUMA. — Elle se présente en plus de la manière suivante, c'est que le nombre de gens qui achètent le ciment sur la résistance à la compression à sept jours est tout de même assez élevé. D'où la tendance à forte résistance à courte durée.

M. MAYER. — Je crois que nous ne laisserons pas cette discussion se prolonger puisque nous sommes sûrs de nous retrouver tous et d'avoir l'occasion de la reprendre dans des commissions diverses.

Nous remercions M. LAFUMA, ainsi que ceux qui ont bien voulu parler après lui, des remarques très intéressantes qu'ils ont présentées aujourd'hui.

A la suite de la conférence de M. Lafuma, nous avons reçu de M. de Junnemann la note suivante :

Au cours de la conférence de M. H. LAFUMA, le 2 mai dernier, sur le « Retrait et la fissuration des ciments, mortiers et bétons », M. LAZARD a fait une intervention à laquelle nous nous permettons d'apporter notre point de vue, l'heure tardive ne nous ayant pas permis de le faire sur place.

#### Variations linéaires et fissurabilité à l'anneau.

La S. N. C. F. exige, pour tous les ciments, les conditions de réception ci-après (n° 534 E nov. 1953 (Admission des ciments — article 5).

1° Variations linéaires en pâte pure comprises entre les limites suivantes :

7 jours +  $240 \times 10^{-6}$  et —  $1200 \times 10^{-6}$

14 » +  $450 \times 10^{-6}$  et —  $1650 \times 10^{-6}$

28 » +  $500 \times 10^{-6}$  et —  $2000 \times 10^{-6}$

2° Fissuration à l'anneau en pâte pure

fissuration « en principe » > dix-huit heures.

Or, le gonflement, qui est fonction de la chaux libre existant dans le clinker, s'oppose au retrait et à la fissuration, en ce sens que plus un ciment aura de chaux libre, moins il aura de retrait et plus long sera le temps de fissurabilité.

Par ailleurs, un gonflement en pâte pure, se traduisant par un chiffre relativement élevé et supérieur aux maxima indiqués au tableau ci-dessus, sera pratiquement extrêmement faible dans un béton de chantier.

Ceci tend à montrer que les craintes de la S. N. C. F. dans ce domaine semblent quelque peu exagérées.

#### Retrait et résistances.

La S. N. C. F. a pris la décision de refuser, en principe, les ciments qui appartiennent, de par leur résistance mécanique, à la classe supérieure à celle indiquée dans le marché (il y aurait lieu d'abord de préciser si la classe supérieure est indiquée par les chiffres à 7 jours, à 28 jours ou les deux à la fois).

Cette prise de position serait motivée, dans l'esprit de M. LAZARD par le fait que les ciments à haute résistance ont, en principe, un retrait exagéré.

Or, il est possible aux fabricants, par différents moyens appropriés, tels que, par exemple, l'augmentation de l'alumino-ferrite tétracalcique, au détriment de l'aluminate tricalcique, sans parler d'autres moyens se rattachant à la cuisson et au broyage, d'obtenir des ciments à finesse modérée se tenant dans la « fourchette » de 2500/3500 Blaine, à faible retrait et à résistances élevées.

La fragilité mécanique  $\left( \frac{\text{traction/flexion}}{\text{compression}} \right)$  ne semble pas, de ce fait, devoir en être affectée.

Si les conditions de retrait, de fissurabilité et de finesse restent dans les limites exigées par le Cahier des charges de la S. N. C. F., cette dernière a tout intérêt à utiliser un ciment lui donnant un coefficient de sécurité accru.

C'est, nous n'en doutons pas, l'opinion de M. LAZARD, car une attitude hostile uniquement aux hautes résistances, toutes autres conditions étant respectées, ne se justifierait pas.

Jean de JUNNEMANN.

à laquelle M. Lazard a bien voulu répondre ce qui suit :

1° M. de JUNNEMANN reconnaît qu'en augmentant la chaux libre on peut diminuer le retrait et la fissuration, mais alors le gonflement augmente. C'est la raison d'être de la clause du Cahier des charges qui limite le gonflement afin qu'on ne puisse augmenter exagérément la chaux libre.

2° Si les cimentiers peuvent, par des moyens appropriés, nous fournir des ciments à résistance élevée à faible retrait qu'attendent-ils pour le faire? Si la S. N. C. F. refuse, en principe, les HRI et les Super c'est que, en règle générale, les retraits et les fissurations sont très élevés.

3° J'en profite pour rappeler que je ne cesse de demander à l'AFNOR la modification des normes pour que n'aient droit à l'appellation 250/315 que les ciments dont les résistances Ville de Paris seraient comprises entre les limites (approximatives) suivantes :

à 7 jours 240/330 environ

à 28 jours 305/425 environ.

A. LAZARD.

Les thèses et la méthode d'exposition adoptées par les conférenciers et les personnes qui prennent part aux discussions peuvent parfois heurter certains points de vue habituellement admis. Mais il doit être compris que ces thèses et discussions, à l'égard desquelles l'Institut Technique ne saurait prendre parti, ne visent en rien les personnes ni le principe des Institutions.



*(Reproduction interdite.)*

ÉDITÉ PAR LA DOCUMENTATION TECHNIQUE  
DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS,  
6, RUE PAUL-VALÉRY, PARIS-XVI<sup>e</sup>  
355-12-56. — Typ. FIRMIN-DIDOT et C<sup>ie</sup>, Mesnil (Eure)  
Dépôt légal : 4<sup>e</sup> trim. 1956.

*(Ann. I. T. B. T. P.)*

*Le Directeur-Gérant : P. GUÉRIN.*

Série : *BÉTON. BÉTON ARMÉ (40)*

*PREMIÈRE ET DEUXIÈME SESSIONS D'ÉTUDES ET DE PERFECTIONNEMENT  
DE L'INSTITUT DE RECHERCHES APPLIQUÉES DU BÉTON ARMÉ (IRABA)*

SÉANCES DES 11 AVRIL ET 21 NOVEMBRE 1956

## LA POUTRE EN BÉTON ARMÉ A TALON ET L'ADHÉRENCE DES BARRES GROUPEES PAR DEUX AU CONTACT

par **J.-R. ROBINSON.**

Professeur à l'École Nationale des Ponts et Chaussées

### RÉSUMÉ

L'emploi de la poutre à talon se justifie par l'intérêt économique qu'il peut y avoir à alléger une construction. Cet intérêt existe dans les ponts routes à travées indépendantes à poutres sous chaussée, où la poutre à talon a été perfectionnée par un progrès continu de dix années. L'auteur en décrit les dispositions les plus modernes : nervure d'épaisseur variable; talon rectangulaire; groupement des aciers en paquets de deux.

La correction de ces dispositions suppose que l'adhérence individuelle des armatures employées est sensiblement la même, que ces armatures soient isolées dans le béton ou qu'elles soient au contact d'une autre barre.

Pour vérifier ce point ont été entrepris des essais dont l'auteur donne et analyse les résultats. Ils ont comporté l'emploi d'un type nouveau d'éprouvettes et ont porté sur des ronds lisses, des ronds crénelés et des aciers Tor, séparés ou au contact. La conclusion est que le contact ne nuit pas à l'adhérence.

### SUMMARY

The use of the spurred beam is justified in that there may be an economic advantage resulting from the lighter construction. This is so for road bridges utilising independent girder spans beneath the road, where the spurred beam has been perfected by continued advancement over ten years. The author describes the most up-to-date arrangements : ribs of variable thickness, rectangular spur, grouping of bars in two.

The correction of these arrangements supposes that the individual adherence of the reinforcement used is perceptibly the same when isolated in the concrete as when in contact with another bar.

To verify this point tests have been carried out and the author gives an analysis of the results. New types of test pieces were used in tests on bright round bars, notched bars and Tor steel, separated and in contact. The conclusion is that contact does not affect adherence.

INSTITUT DE RECHERCHES APPLIQUÉES DU BÉTON ARMÉ  
ASSOCIATION PROFESSIONNELLE POUR L'ACCROISSEMENT DE LA PRODUCTIVITÉ  
DANS L'INDUSTRIE DU BATIMENT  
CHAMBRE SYNDICALE DES CONSTRUCTEURS EN CIMENT ARMÉ



## LA POUTRE A TALON

### Les raisons d'emploi du talon.

La classique nervure rectangulaire associée à un hourdis est la poutre la mieux adaptée à la grande majorité des constructions courantes. Lorsque les portées des poutres deviennent importantes, l'allègement des nervures peut présenter un réel intérêt économique qui justifie des complications de forme. Il se peut même, au-delà d'une certaine portée, que l'allègement conditionne la possibilité même de la construction.

Plusieurs ordres de considérations interviennent pour fixer les dimensions, et en particulier la largeur d'une nervure rectangulaire (que pour simplifier le langage nous supposons saillante sous un hourdis horizontal) : avoir assez de place pour loger les armatures longitudinales tendues dans les zones de moment positif; avoir une section de béton suffisante pour résister sur appuis au moment négatif; limiter le cisaillement du béton de la nervure à un taux raisonnable. On peut en général satisfaire aux deux dernières conditions en augmentant près des appuis les dimensions de la nervure, ce qui n'est pas intrinsèquement très cher puisque l'augmentation de charge qui en résulte est apportée à la construction près d'un appui. La première condition en revanche, la possibilité de loger les aciers tendus, conditionne les dimensions de la nervure en travée, là où le poids de la construction coûte cher puisqu'il influe directement sur la section des armatures principales. Si, avec une section de nervure rectangulaire de hauteur limitée, on cherche à ne pas trop augmenter le poids et par conséquent la largeur, on est amené à disposer les armatures en de nombreux lits superposés, d'où perte sur la hauteur utile de la poutre et augmentation de la dépense d'acier.

Pour alléger les nervures et pour augmenter le rapport de la hauteur utile à la hauteur totale, l'idée n'est pas nouvelle d'employer la forme de poutre à talon, dans laquelle la nervure toujours rectangulaire, mais amincie pour former âme, comporte à sa partie inférieure un renflement destiné à loger les armatures principales tendues.

Parmi les constructions qui comportent des poutres de grande portée, et qui ont été érigées depuis la guerre, figurent un nombre considérable de ponts. Dans les ponts routiers, en particulier, dont les surcharges sont relativement modestes vis-à-vis du poids mort, il est du plus haut intérêt d'alléger les poutres. La technique de cet allègement a fait des progrès constants depuis une dizaine d'années. Elle est inspirée aujourd'hui par un faisceau d'idées et de considérations dont la transposition à d'autres genres de constructions peut s'avérer très intéressante, et c'est pourquoi il m'a été demandé de les exposer.

### La forme du talon.

Quelle forme est-il logique de donner aux talons des poutres? Bien que l'on puisse citer des exemples anciens de talons à section rectangulaire, la forme qui était

la plus répandue avant la dernière guerre était la forme à flancs inclinés (fig. 1). L'exécution d'un talon de cette forme nécessitait de coffrer les flancs inclinés. Il en résultait que les tiges de piquage ou les pervibrateurs ne pouvaient guère pénétrer dans les saillies du talon, et que d'autre part, pour se mettre en place dans ces saillies, le béton était astreint à cheminer obliquement, à la fois dans le sens vertical et dans le sens horizontal. Le remplissage de ce talon était ainsi très difficile. Ou bien il fallait consentir à utiliser des bétons riches en sable et en eau et par conséquent poreux, perméables, à fort retrait, ou bien si l'on utilisait des bétons de meilleure qualité, l'on risquait de ne pas arriver à bien remplir le talon et enrober

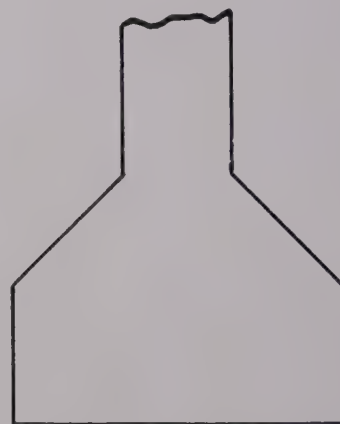


FIG. 1.

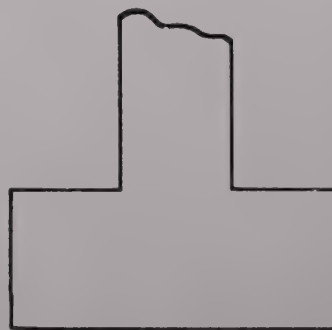


FIG. 2.

les armatures, chose encore plus grave que la médiocrité du béton, et qu'il nous a été donné de constater.

D'autre part, faire varier la largeur de l'âme avec un talon à flancs inclinés de largeur constante conduit à des complications de coffrage par suite de la variation de la largeur des flancs inclinés et de la hauteur des parements des âmes.

Si au contraire le talon reçoit une forme rectangulaire (fig. 2), il est très facile d'y faire un béton bien plein et excellent à la condition expresse de le bétonner avant de monter les panneaux de coffrage des âmes (fig. 3). Les difficultés de bétonnage disparaissent ainsi, quels que soient la saillie du talon par rapport à l'âme, et le rapport de cette saillie à l'épaisseur du dit talon.

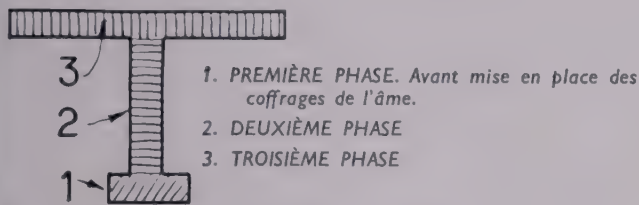


FIG. 3. — Phases de bétonnage.

D'autre part, il n'y a nulle nécessité que les panneaux d'âme soient ultérieurement montés parallèlement aux arêtes du talon. Il est aussi facile de les monter obliquement et par conséquent l'on peut faire varier tout au long de la poutre l'épaisseur de l'âme et la proportionner soit aux exigences de l'effort tranchant, soit éventuellement à celles du moment négatif sur appui accompagné d'effort tranchant.

La forme de nervure ainsi obtenue peut-elle donner prise à l'objection qu'elle comporte des angles droits rentrants autour desquels peuvent se développer des contraintes de cisaillement génératrices de fissures? Le souci de continuité des formes dont témoignerait cette objection se réfère aux formes classiques de profils métalliques dont les angles rentrants sont arrondis. La théorie de l'élasticité enseigne en effet qu'aux angles rentrants vifs d'un profil se développent des contraintes de cisaillement susceptibles de mettre en danger l'intégrité d'un matériau pratiquement homogène à notre échelle comme l'acier. C'est donc à juste titre que les profils métalliques présentent des congés arrondis. Mais en matière de béton armé les choses se présentent tout à fait différemment. Dans ses parties tendues le béton du talon et de la base de la nervure est fissuré transversalement et l'état des contraintes qui y règne n'est en aucune façon comparable à celui d'un profil homogène. Dans ses parties comprimées la jonction âme-talon est comparable à la jonction d'une nervure et d'un hourdis comprimé. L'expérience a prouvé que les angles vifs n'y avaient nul inconvénient.

D'ailleurs, que la jonction de l'âme et du talon soit tendue ou comprimée, il y existe un défaut de continuité beaucoup plus grave que les angles rentrants : c'est la reprise entre le béton du talon et le béton de l'âme. Or, l'expérience du béton armé apprend également qu'il ne résulte aucun inconvénient d'une reprise longitudinale dans une poutre, à condition qu'elle soit traversée d'aciers satisfaisant à la règle des coutures. Les étriers traversant la dite reprise qui, correctement calculés, satisfont à la

règle des coutures, nous garantissent, associés aux armatures transversales propres du talon, la stabilité de la section.

### Renonciation aux étriers inclinés et aux barres relevées.

Ayant acquis, par la forme rectangulaire du talon associée au processus de bétonnage que nous avons dit, l'entière indépendance des éléments de sa poutre, l'âme et la membrure inférieure, l'ingénieur doit utiliser sa conquête pour atteindre à l'allègement maximum. Nous avons dit pour l'âme comment réduire partout son épaisseur au strict nécessaire. En ce qui concerne le talon, il faut y perdre le moins de place possible et y disposer le plus d'acier possible dans le plus petit volume possible.

Or, tout d'abord, la réduction du volume du talon implique l'emploi d'étriers verticaux (nous appelons ainsi par abréviation les armatures secondaires normales à l'axe de la pièce) et non pas à 45°. En effet l'espacement des files des armatures principales n'est pas conditionné par l'emploi d'étriers verticaux. Tandis que des étriers à 45°, qui ne peuvent être ancrés dans une membrure tendue par simple bouclage autour des armatures principales en raison des risques de glissement, mais qui nécessitent des ancrages spéciaux, prennent la place de files d'armatures principales et conduisent par conséquent à élargir le talon. Or, il est rare que le gain d'épaisseur qu'on pourrait faire sur l'âme près de certains appuis en employant des étriers à 45°, puisse compenser l'incidence de l'élargissement du talon en travée. D'autre part, du fait qu'il déborde sur l'âme, le talon se prête extrêmement mal au relevage des barres, sauf peut-être de celles qui seraient dans les files centrales au droit de l'âme. Par conséquent, l'emploi de la poutre à talons dans les conditions les plus rationnelles, aux fins d'obtenir l'allègement maximum, implique l'utilisation d'étriers verticaux à l'exclusion d'étriers à 45° et la renonciation complète à l'emploi des barres relevées.

### Les rues de vibration.

Comment convient-il de ranger les armatures principales dans un talon? La disposition classique qui consiste à ranger les armatures en files verticales et lits horizontaux aux sommets d'un réseau à mailles carrées de côté égal au double de leur diamètre est-elle ici la plus rationnelle? Elle a un grave inconvénient : c'est qu'elle ne permet pas de vibrer convenablement, au pervibrateur, le béton du talon. Les intervalles entre les files d'armatures sont en effet trop petits pour qu'y pénétre l'aiguille d'un pervibrateur. Pour que cette pénétration soit possible, il faut qu'il y ait entre deux files voisines 7 à 8 cm de vide. Il n'est pas question de réserver entre toutes les files de barres des intervalles d'une largeur de 7 à 8 cm. Le talon deviendrait tout de suite énorme. Mais il faut réserver de tels intervalles, que l'on pourrait appeler des rues ou cheminées de vibration, à des distances qui permettent aux rayons d'action d'un pervibrateur, supposé placé dans une rue puis dans la rue voisine, de se recouper, de façon qu'en vibrant en un certain nombre de points judicieusement disposés en quinconce ou en quadrillage dans les diverses rues, l'on puisse à coup sûr serrer convenablement tout le béton du talon. Les caractéristiques des pervibrateurs actuels conduisent à poser comme règle que les axes des cheminées latérales doivent se trouver au plus à 20 cm du bord du talon et que la distance entre axes de deux cheminées successives doit être au plus de 35 à 40 cm. Ainsi les armatures vont se trouver disposées en groupes



plus ou moins compacts séparés par des rues ou cheminées de vibration (fig. 4 et 5).

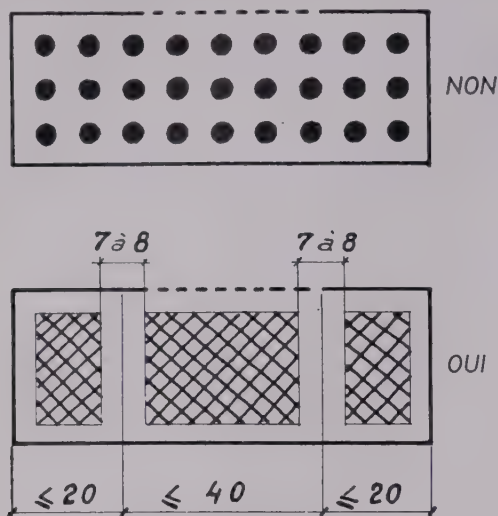


FIG. 4.

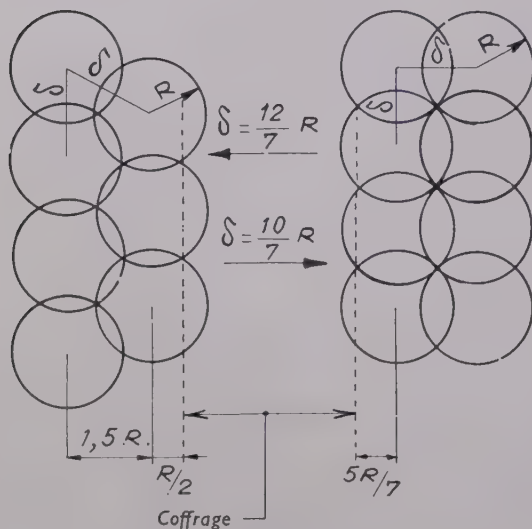


FIG. 5. — Plans de vibration.

### Les paquets de barres.

Dans chacun des groupes, y a-t-il lieu d'employer le système classique du rangement aux sommets d'un quadrillage de mailles de deux diamètres? Non, car il y a essentiellement intérêt à concentrer les armatures en employant des paquets de barres. Mais quel genre de paquets? Les seuls paquets qui offrent une garantie au point de vue de l'adhérence des barres individuelles sont ceux dans lesquels toutes les barres sont au contact du béton, et ceux qui offrent une garantie au point de vue de l'adhérence de l'ensemble du paquet sont (à l'exception des paquets plats dont il sera question plus loin) ceux qui ne peuvent se contracter, c'est-à-dire ceux dans lesquels toutes les barres sont mutuellement au contact. Les seuls paquets satisfai-

sant à ces deux conditions sont les paquets de deux, de trois barres rangées en triangle équilatéral, et de quatre barres rangées en carré.

Au point de vue du bétonnage, le paquet de deux barres est celui qui se présente le plus favorablement à condition que ces deux barres soient superposées verticalement (fig. 6). L'agent qui met en place le béton est, quel que soit le procédé employé, piquage ou vibration, en fin de compte la pesanteur; le béton tend ainsi à se mouvoir verticalement; et c'est avec un paquet de deux barres superposées que le déplacement horizontal que doivent effectuer pour se rejoindre les deux parties de béton, qui sont séparées de part et d'autre du paquet, est le plus réduit. Il n'y a pas là qu'une vue de l'esprit : l'on sait déjà que l'adhérence d'une barre qui a été moulée en position horizontale est moins bonne que celle d'une barre qui a été moulée en position verticale si le béton a été mis en place par piquage. La vibration, qui améliore le moulage, efface cette différence. Mais nous ne sommes pas sûrs que la dite différence ne subsiste pas, même avec la vibration, lorsqu'il s'agit de paquets de trois ou quatre barres.

Les constructeurs qui emploient le paquet de trois barres admettent, d'après les résultats d'essais déjà anciens, une majoration de la longueur de scellement droit des barres individuelles constituant le paquet. Au contraire les expériences que je décrirai ultérieurement montreront que la contrainte d'adhérence de rupture est pratiquement la même pour une barre isolée dans le béton, que pour une barre superposée à une autre au contact.

Les longueurs de scellement droit sont donc égales dans les deux cas et les dépenses de métal pour chaînage et recouvrement sont les mêmes pour les barres isolées ou superposées par deux. L'expérience prouve d'autre part que la contrainte d'adhérence relative au glissement d'ensemble des armatures dans une poutre tant soit peu importante, n'est jamais limitative et qu'on n'est jamais gêné par la réduction du périmètre utile des armatures au périmètre enveloppant des paquets. Par conséquent, le paquet de deux barres offrant les conditions de bétonnage les plus sûres, pratiquement celles des barres isolées, et conduisant à des sujétions d'adhérence qui sont équivalentes à celles des barres isolées, ne présente aucune contre-indication. Ainsi, dans le talon d'une poutre nous placerons les différents lits d'armatures deux à deux au contact.

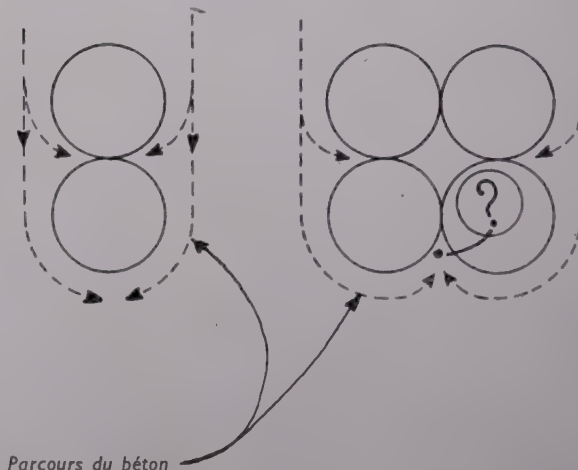


FIG. 6.

Pourquoi, nous demandera-t-on, ne pas utiliser les barres en paquets verticaux de plus de deux barres, en disposant ces barres trois à trois au contact par exemple? Il semble bien en effet que l'adhérence individuelle des barres ne serait pas affectée par cette disposition. Seulement, si l'on considère le groupe de trois barres, il ressemble à un fer plat, et il constitue une muraille qui rompt la continuité transversale du béton. Or, l'on sait que l'adhérence d'un fer plat est médiocre, nettement moins bonne que celle d'un rond. Par conséquent, l'on peut craindre (il serait intéressant qu'un jour cela fût contrôlé par des expériences) que le paquet de trois barres superposées en ligne n'ait dans l'ensemble une adhérence médiocre. D'autre part, ce n'est pas faire du bon béton armé que d'interrompre la continuité transversale du béton sur des hauteurs trop grandes. Pour ces raisons, nous pensons qu'il faut s'en tenir aux paquets de deux barres tant que l'expérimentation n'aura pas indiqué qu'on peut aller au-delà.

### Diamètre des barres.

Ainsi, pour les raisons que nous venons d'exposer, on est conduit à disposer un talon de poutre comme l'indique la figure 7. Quel diamètre allons-nous employer pour les barres, et d'autre part quelle distance allons-nous laisser entre les files de barres, là où nous n'avons pas à ménager de rues de vibration? Il faut que le béton puisse descendre entre les armatures, passer à travers les grilles que constituent ces armatures et les armatures secondaires transversales. Dans les conditions normales, si l'on veut pouvoir bétonner aisément, l'on ne peut donner à ces intervalles des dimensions trop réduites : 3 cm apparaît comme quelque chose de très serré. Il vaut mieux se réserver 4 cm. Mais alors la concentration d'aciers dans le talon rationnel que nous cherchons à bâtir apparaît comme devoir être d'autant plus grande que le diamètre des aciers est plus gros. On est conduit par conséquent, pour réduire les dimensions de ce talon, à utiliser pour les barres rondes des barres du diamètre maximum classique de 40 mm, et pour les barres à haute adhérence, crénelées ou Tor, le diamètre maximum fabriqué de 32 mm. En utilisant ces diamètres maxima l'on perd évidemment un petit peu sur le métal utilisé en chaînage ou en recouvrement, puisqu'à longueurs de barres égales la dépense de métal pour chaînage ou recouvrement est proportionnelle au diamètre. Mais la dépense correspondante est réduite si l'on utilise des barres suffisamment longues, et elle est moins coûteuse que les incidences de la majoration du poids du talon qui correspondrait au choix d'un diamètre plus réduit des barres.

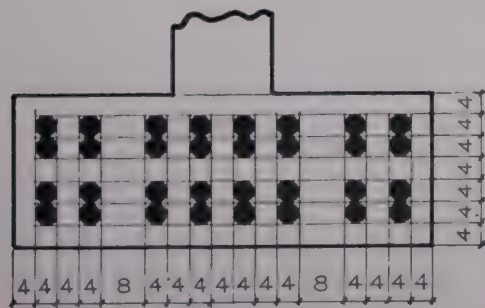


FIG. 7. — Exemple de talon armé de ronds  $\varnothing$  40.

Il existe d'ailleurs, pour l'acier doux et l'acier Tor, un moyen de réduire les dépenses de chaînage : c'est de les supprimer par l'emploi de la soudure. Cette dernière permet en outre de diminuer les dimensions du talon en supprimant les emplacements nécessaires aux barres supplémentaires que nécessite l'emploi du chaînage. Elle est donc doublement intéressante, puisque pour un nombre suffisant de soudures, la dépense d'exécution d'une soudure est déjà inférieure au prix de la longueur de scellement droit d'une barre.

### Armatures transversales d'un talon.

Passons maintenant en revue les quelques particularités que comporte la poutre à talon.

Tout d'abord la disposition et le calcul de ses armatures transversales. Il faut disposer des étriers dans l'âme, et ces étriers doivent naturellement être bouclés autour des armatures principales contenues dans le talon. Il faut aussi couder transversalement le talon (fig. 8). Chaque section d'armatures transversales du talon comprend à cet effet un cadre dit de talon entourant l'ensemble des aciers du talon (le cadre peut être complété par une ou plusieurs épingles horizontales que, pour simplifier le langage, nous négligeons dans ce qui suit). Pour des raisons constructives évidentes, on est amené à accoler dans une même section les étriers venant de l'âme et le cadre de talon. Il est inutile de prévoir un cadre général associé dans l'âme aux étriers, car sa branche horizontale ferait dans le talon double emploi avec le cadre local, et la juxtaposition que l'on créerait ainsi de deux aciers horizontaux, ne serait pas favorable au bétonnage.

Comment calcule-t-on les cadres du talon? Le rôle de ces cadres est d'assurer la couture des saillies du talon par rapport à l'âme avec la partie centrale sous âme du talon. Cette partie centrale, en effet, cousue par les étriers à l'âme, fait mécaniquement partie de cette dernière. Il s'agit d'entraîner les armatures tendues, c'est-à-dire d'équilibrer les glissements qui se développent sur ces armatures sous l'action de l'effort tranchant. Il faut pour cela que la couture horizontale offerte par les cadres de talon équilibre le glissement qui s'exerce sur les aciers contenus dans une saillie du talon par rapport à l'âme. Les glissements étant proportionnels aux sections des aciers, la section d'un cadre de talon doit donc être, avec celle de la rangée d'étriers qui lui correspond, au moins dans le rapport de la section des armatures principales contenues dans la saillie du talon à l'ensemble des armatures principales du talon.

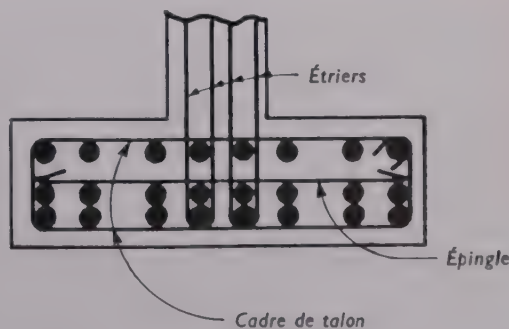


FIG. 8.



Explicitons les formules correspondantes.

Soit  $T$  l'effort tranchant,  $z$  le bras de levier du couple élastique,  $\omega$  la section d'une rangée d'étriers,  $e$  l'espacement de deux rangées consécutives,  $R_a$  la contrainte limite admissible des armatures secondaires. La règle des coutures s'écrit pour les étriers :

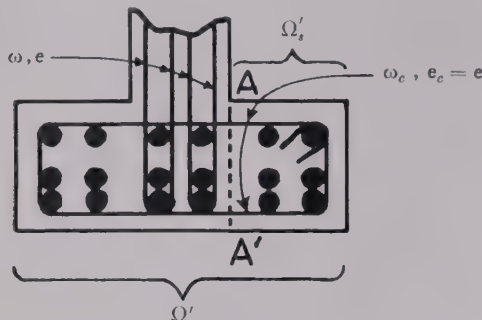


FIG. 9.

$$(1) \quad \frac{\omega}{e} R'_a \geq \frac{T}{z}$$

Soit  $\omega_c$  la section d'un cadre de talon (ou celle d'un cours d'armatures transversales de talon, s'il y a des épingles en sus du cadre), c'est-à-dire la somme des sections des aciers coupés par le prolongement du parement de l'âme (AA' fig. 9); soit  $e_c$  l'écartement de deux cadres de talons successifs,  $\Omega'$  la section de l'ensemble des armatures principales contenues dans le talon,  $\Omega'_s$  la section des armatures principales contenues dans la saillie du talon que nous considérons (il faut y comprendre toutes les armatures qui ne sont pas embrassées par les étriers). La règle des coutures s'écrit pour les armatures  $\Omega'_s$  :

$$(2) \quad \frac{\omega_c}{e_c} R'_a \geq \frac{T}{z} \frac{\Omega'_s}{\Omega'}$$

Si, comme il se doit, les étriers sont strictement calculés, la relation (1) est une égalité et de (1) et de (2) l'on tire :

$$(3) \quad \frac{\omega_c}{e_c} \geq \frac{\omega}{e} \frac{\Omega'_s}{\Omega'}$$

Comme par construction  $e_c = e$ , l'inégalité (3) devient :

$$(4) \quad \frac{\omega_c}{\omega} \geq \frac{\Omega'_s}{\Omega'}$$

transcription algébrique de la proposition énoncée plus haut.

Remarquons qu'un cadre de talon (renforcé au besoin d'épingles si le talon est épais), assure une bonne couture de ce talon dans le sens horizontal, même si le talon est large, tandis que dans ce dernier cas la couture réalisée dans le sens vertical est relativement médiocre : il n'y a de coutures verticales qu'au droit de l'âme et aux bords du talon, l'étendue des saillies n'étant pas cousue verticalement. Cela suffit-il ou y a-t-il lieu de renforcer les coutures verticales en disposant des étriers de talon sur certaines files des saillies?

Quand on emploie des barres rondes, il ne semble pas que cette précaution soit utile. Car, si le béton est tant soit peu cousu, la rupture d'adhérence de la barre ronde

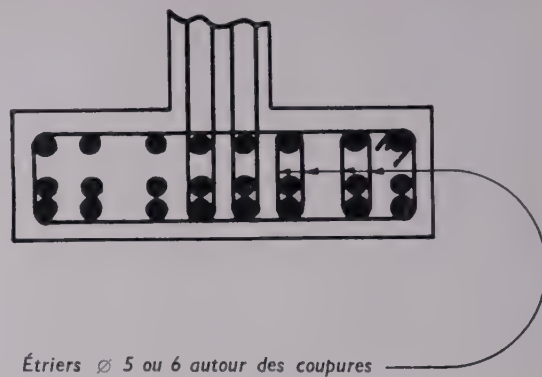


FIG. 10.

ne se produit pas par éclatement du béton de sa gaine, mais par glissement de la barre dans sa gaine. En revanche, quand on emploie des armatures à haute adhérence, il y a toujours lieu de se prémunir contre des fissurations longitudinales du béton, ou plutôt contre leur propagation, dans les zones des jonctions par adhérence de ces armatures. Il semble donc de bonne précaution de placer quelques étriers, Ø 5 ou 6, sur chaque file où se présente une coupure de barre, de part et d'autre de cette coupure. Pour fixer les idées, quatre ou six étriers au total à l'espacement de 0,25 m ou de 0,20 m, selon que l'on sera plus ou moins prudent (fig. 10).

#### DEMI-COUPÉ TRANSVERSALE DE COFFRAGE

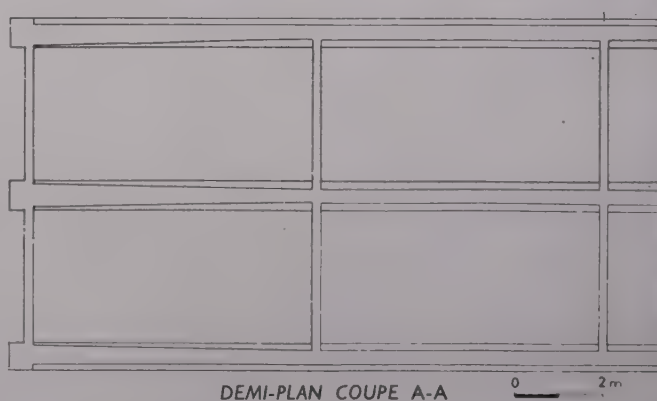
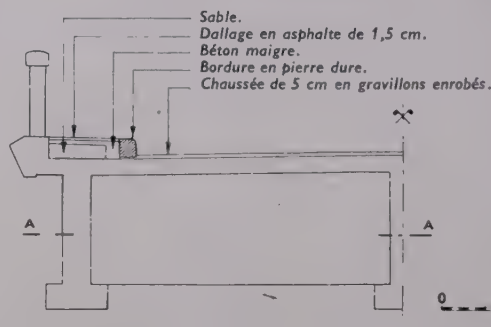


FIG. 11. — Exemple de travée indépendante.

## Détails constructifs.

Une autre particularité que présente la poutre à talon, c'est la façon dont doit être organisé un appui simple d'about. En cas de fissuration de l'âme à l'effort tranchant, la traction des armatures principales à l'about de cette poutre peut atteindre comme dans toute poutre à étriers verticaux, la valeur de l'effort tranchant. Les armatures doivent non seulement présenter la section suffisante pour y résister, mais doivent être ancrées pour cet effort au-delà de l'appui. L'ancrage ne peut être réalisé d'une façon assez peu encombrante que par courbure des barres qu'il y a lieu de redresser par pliure de  $120^\circ$ . Pour que les barres, situées dans les saillies du talon par rapport à l'âme, puissent être redressées, il est indispensable que l'âme soit élargie au-dessus de l'ancrage. On est ainsi amené à constituer un montant d'about, où l'âme de la poutre est épaissie à la largeur du talon. Les figures 11, 12 et 13 indiquent les dispositions correspondantes, ensemble et détails, pour une travée indépendante de pont.

Quelles seront enfin les considérations qui pourront nous guider dans le choix des dimensions d'un talon, c'est-à-dire du rapport de sa largeur à sa hauteur, à supposer que la section totale des armatures qu'il doit loger soit connue? La considération d'un appui simple d'about peut imposer un minimum de largeur. Il faut, nous l'avons vu,

ancrer à l'about une section d'armatures principales susceptible d'équilibrer une traction égale à l'effort tranchant. Les seules armatures qui peuvent être ancrées dans une longueur minimum sont les armatures du lit inférieur. Si l'on avait à ancrer plus d'un lit jusqu'à l'about, il faudrait augmenter le rayon de pliure des barres pour ne pas exercer un effort local de compression trop élevé sur le béton, et l'about deviendrait plus encombrant.

Il ne faut pas non plus pour un about sur appui simple que le talon soit trop large par rapport à l'âme, car l'on comprendrait difficilement dans ces conditions comment pourrait se réaliser l'appui nécessaire des bielles de béton comprimé sur la membrure tendue qui doit équilibrer la composante horizontale de leur compression. Il ne semble pas que la saillie des talons doive dépasser à l'appui leur épaisseur.

Sur un appui à continuité, la nécessité d'avoir une section de béton comprimé suffisante peut imposer un minimum à la largeur du talon, si l'on n'admet pas, pour des raisons de commodité de construction et d'aspect, de goussets horizontaux pour l'élargir. On peut d'ailleurs renforcer la section de béton comprimé du talon dans les poutres à hauteur variable en épaississant ce talon et dans toutes les poutres en élargissant l'âme sur l'appui à la largeur du talon (fig. 14).

NOTA. — Les armatures de la corniche ne sont pas représentées.

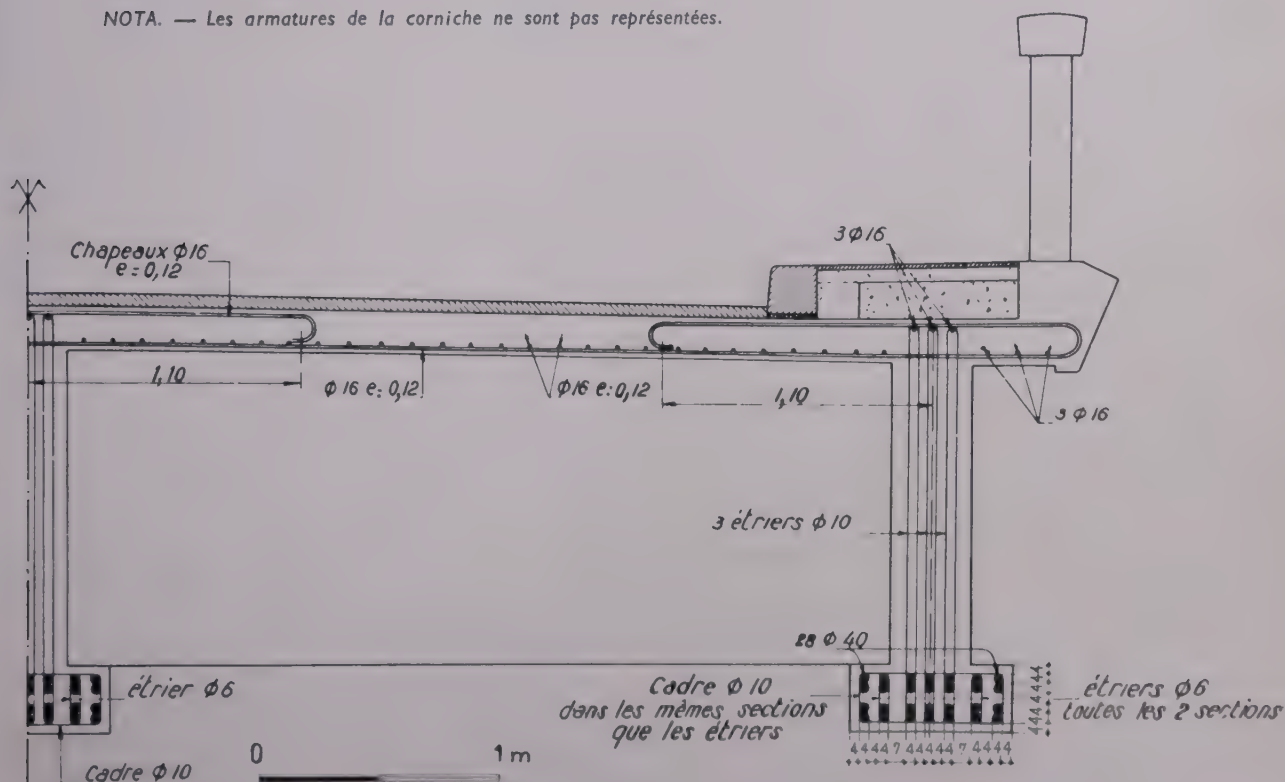


FIG. 12. — Demi-coupe transversale d'une travée de 25,90 m de portée en section courante.



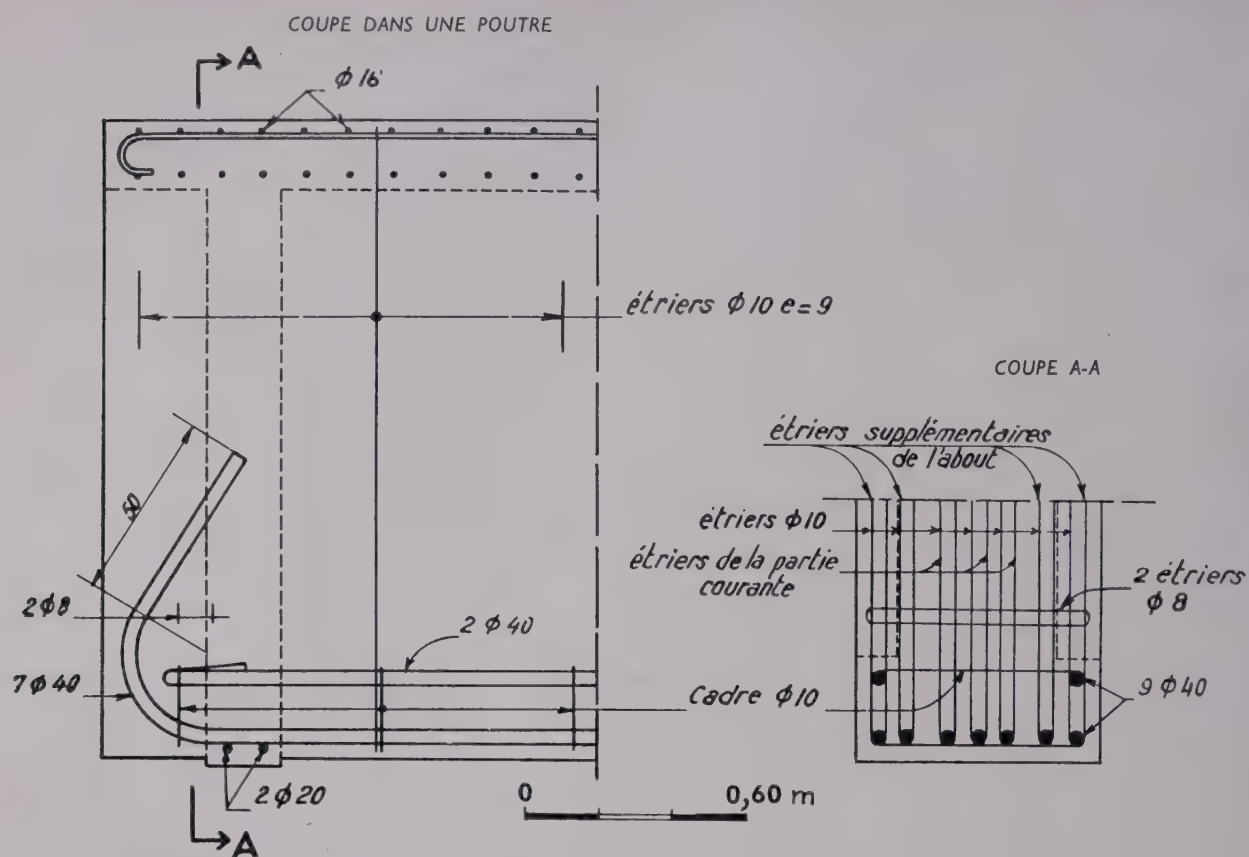


FIG. 13. — About de poutre de travée indépendante.

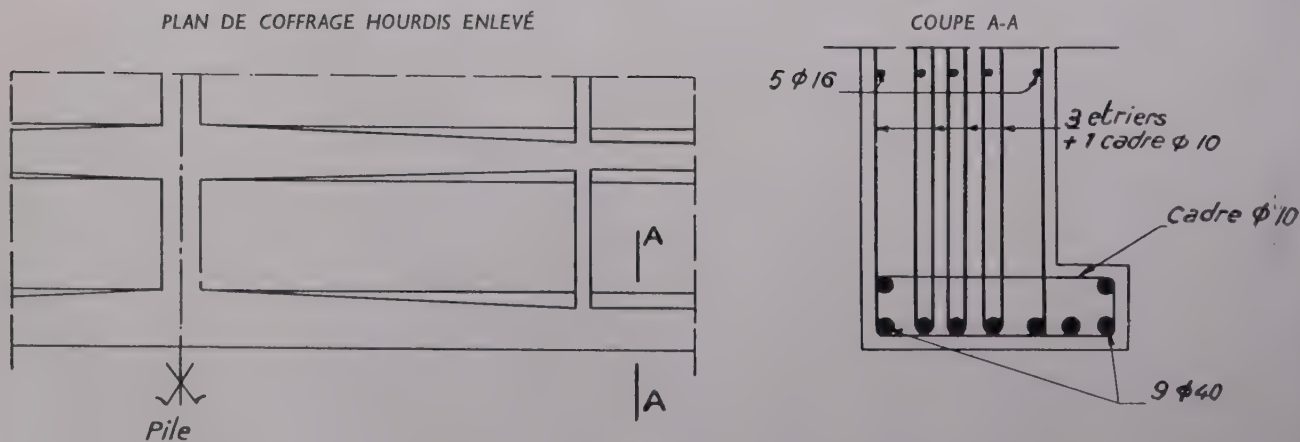


FIG. 14.

# L'ADHÉRENCE DES BARRES GROUPEES PAR DEUX AU CONTACT

## I. Essais de mars-avril 1956.

### Essais exécutés. Leur principe.

L'organisation des poutres à talon que nous venons de décrire repose sur ce que l'adhérence individuelle des barres au contact superposées par deux est sensiblement égale à l'adhérence présentée par les barres séparées.

C'était jusqu'à ce jour une induction d'ordre rationnel. Elle n'était qu'insuffisamment étayée par quelques essais de MM. Balency-Béarn et Chefdeville datant de 1946 <sup>(1)</sup>. Aussi remercions-nous la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé de France, l'A. P. R. O. B. A. et l'I. R. A. B. A. d'avoir mis à notre disposition les moyens d'effectuer les essais que nous allons décrire.

Ces essais sont des essais d'arrachement de barres hors du bloc de béton dans lequel elles sont enrobées sur une partie de leur longueur. Ils diffèrent de l'essai d'arrachement classique en ce que la traction exercée sur la barre à arracher n'est pas équilibrée par l'appui du béton sur le bâti de la machine : chaque éprouvette comporte deux barres symétriquement opposées et coaxiales sur lesquelles on agit par tractions égales et opposées. L'éprouvette est nécessairement armée longitudinalement c'est-à-dire parallèlement aux barres à arracher. Les armatures correspondantes jouent le rôle de couvre-joints agissant par adhérence vis-à-vis des deux barres soumises à la traction. La disposition donnée à ces armatures couvre-joints, au contact ou à distance des barres à arracher, permet de faire varier les conditions de l'essai. Une armature transversale est naturellement prévue.

En adoptant un essai d'arrachement de double scellement symétrique, plutôt que l'essai classique nous pensons nous rapprocher davantage des conditions dans lesquelles fonctionnent les jonctions par adhérence réelles : ces parties tendues des poutres sont en effet découpées par des fissures transversales en blocs de part et d'autre

desquels tirent les armatures. Nous verrons ce qu'il est advenu de nos espoirs.

### Détails des éprouvettes.

Les figures 15, 16 et 17 définissent les dispositions de détail des éprouvettes, dispositions qui appellent quelques explications.

L'armature transversale, traitée en frette hélicoïdale, a été placée tangente au coffrage parce que cette disposition assure un meilleur maintien du ferrailage au bétonnage et qu'une couverture de protection n'est pas utile pour des armatures dont la conservation n'est pas recherchée. En dehors des extrémités, le volume relatif de la frette par rapport au béton était de 0,42 %. L'acier de cette frette était du fil d'acier doux tréfilé de 3 mm de dia-

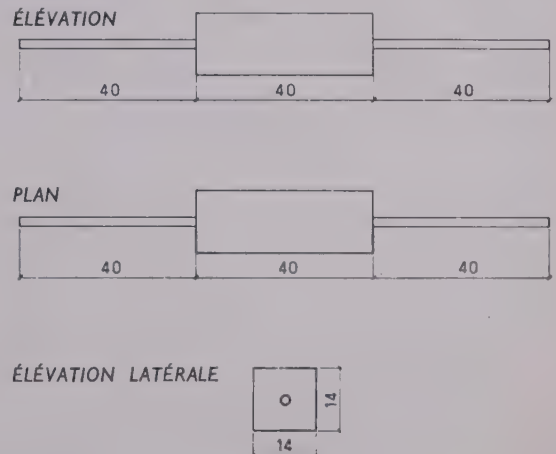


FIG. 15. — Coffrage de toutes les éprouvettes.

(1) I. T. B. T. P. Circulaire F 24 du 1<sup>er</sup> juin 1946.

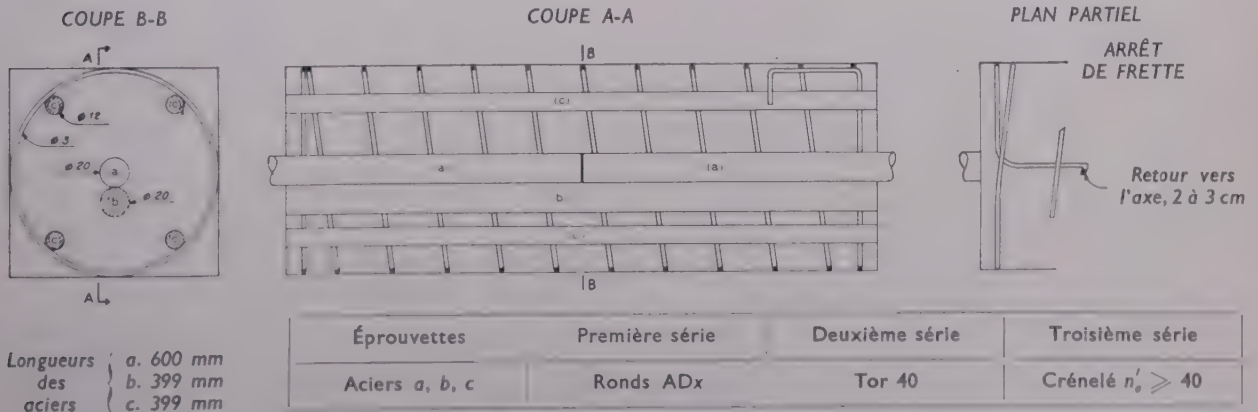
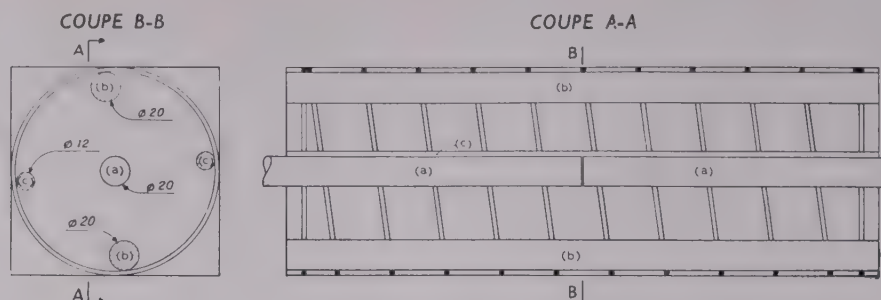


FIG. 16. — Ferrailage des éprouvettes à barres au contact par deux.





Longueurs et nature des aciers, détail d'arrêt de frette, voir fig. 16.

FIG. 17. — Ferrailage des éprouvettes à barres séparées.

mètre. Dans les éprouvettes où les couvre-joints étaient séparés des barres soumises à la traction, le ferrailage était symétrique et les couvre-joints très surabondants. Dans les éprouvettes où un couvre-joint se trouvait au contact des barres axiales à arracher, et où la jonction mécanique par adhérence était de ce fait dissymétrique, des armatures périphériques relativement puissantes ont été prévues pour équilibrer les flexions secondaires et éviter la fissuration transversale du béton de l'éprouvette.

Il nous a paru intéressant que les essais portent sur les sortes d'armatures les plus utilisées, ronds ADx, acier Tor et acier crénelé Sidelor, d'où trois séries d'éprouvettes. Dans chaque série tous les aciers longitudinaux sont de même sorte. Seule la frette demeure inchangée d'une série à l'autre.

Chaque série comportait deux types d'éprouvettes : barres au contact et barres séparées, puisque le but des essais était la comparaison de ces dispositions différentes.

Enfin, on connaît la dispersion importante qui est généralement inhérente aux essais d'adhérence. Elle rendait indispensable, pour que les essais fussent significatifs, un nombre suffisant d'éprouvettes de chaque type dans chaque série. Il nous est apparu que le nombre minimum à cet égard était de six. Il fallait donc au total confectionner  $3 \times 2 \times 6 = 36$  éprouvettes aussi comparables que possible.

### Confection des éprouvettes.

Elles furent moulées sur table vibrante dans six moules métalliques spécialement construits. Ces moules comportaient des organes qui permettaient de leur assujettir rigidement en dehors du béton les barres destinées à être arrachées. Pour parfaire la tenue de ces barres pendant le bétonnage, un goujon en matière plastique engagé dans deux trous cylindriques percés dans leurs extrémités en regard, les empêchait de se mouvoir transversalement l'un par rapport à l'autre.

Les couvre-joints qui étaient au contact des barres à arracher étaient au moment du moulage disposés en-dessous de ces barres (auxquelles ils étaient ligaturés) le plan des axes d'un couvre-joint et des deux barres à arracher d'une éprouvette étant vertical.

Le béton employé pour la confection des éprouvettes était de ciment Portland artificiel 250-315 au dosage de 350 kg/m<sup>3</sup>. Les six éprouvettes d'une même série et d'un même type étaient confectionnées à partir de la même gâchée.

Le délai de durcissement des éprouvettes avant l'essai a varié entre 21 et 24 jours.

### Exécution des essais.

Avant l'essai une plaquette de tôle avait été soudée sur chaque barre à arracher, au voisinage de sa sortie du béton. Elle permettait de fixer à la barre par support magnétique un comparateur dont la tête mobile s'appuyait sur le béton.

Les éprouvettes étaient soumises à l'essai dans une machine verticale de traction. La charge appliquée était continuellement et régulièrement croissante à une vitesse de l'ordre de 100 kg/s. Les lectures de déformation étaient faites au top sous des charges fixées à l'avance à un nombre entier de tonnes.

La rupture était décelée par l'arrêt de la progression puis le recul de l'aiguille du dynamomètre de la machine d'essai. La charge maximum atteinte a été considérée comme surcharge de rupture.

Les apparences observées à la rupture ont différé suivant le type de l'armature éprouvée. Avec les ronds ADx les éprouvettes restent généralement intactes extérieurement. Tout au plus une petite écaille de béton saute-t-elle sur l'une des faces terminales au contact de la barre sortant du béton. Au contraire pour les éprouvettes armées d'aciers Tor et crénelés, la rupture correspond à la dislocation d'une extrémité de l'éprouvette : des fissures apparaissent sur les faces latérales du prisme (avec l'acier Tor presque régulièrement une au milieu de chaque face ; avec l'acier crénelé, un peu plus d'irrégularité) et un large éclat de béton est arraché avec la barre de la base du prisme. Aucune différence systématique ne semble séparer les éprouvettes à barres séparées et à barres au contact au point de vue des apparences de la rupture.

Pour presque toutes les éprouvettes, la rupture n'a affecté qu'une seule des deux barres mises en traction. Un côté restait donc intact. M. Chefdeville nous a alors proposé de soumettre le côté intact de l'éprouvette à un essai classique de traction avec bloc appuyé. Dans ces derniers essais les apparences observées ont été sensiblement les mêmes que ci-dessus, à la différence près que l'éclat de béton arraché sur la face terminale de l'éprouvette était beaucoup moins grand. Les déformations n'ont pu être notées. D'autre part la machine étant mise en marche continue, on assistait le plus souvent après une croissance régulière de l'effort à une première chute de ce dernier suivie d'une reprise de croissance au cours de laquelle le premier maximum pouvait être dépassé, puis à une seconde chute et même parfois à une troisième croissance. C'est l'effort maximum enregistré avant la première chute qui a été considéré comme la charge de rupture.

**Résultats des essais.**

Les résultats des essais de traction simultanée sur les barres opposées de chacune des éprouvettes figurent au tableau I. Les contraintes d'adhérence de rupture sont les quotients des efforts de rupture par la surface latérale de barre arrachée au contact du béton, surface réelle pour les ronds, surface nominale pour les barres crénelées et Tor, soit dans tous les cas :  $\pi \times 2 \times 20 = 125,7 \text{ cm}^2$ . Les résistances de rupture du béton de chaque gâchée ont été mesurées sur cubes pour la compression et par flexion de prismes à base carrée pour la traction. Les valeurs indiquées pour ces dernières contraintes sont égales à

$6 M/a^2$ ,  $M$  étant le moment appliqué et  $a$  le côté de la base du prisme. Quant aux déformations avant rupture il nous faut donner quelques explications pour préciser leur signification.

Les comparateurs ont été lus sous des valeurs de l'effort de traction égales à 0, 1, 2, 3, 4 t, etc., pour les ronds, et 0, 2, 4, 6 t, etc., pour les crénelés et les Tor. En raison de la dissymétrie des dispositifs de mesure, les lectures de comparateurs n'ont qu'une valeur indicative. On ne peut en déduire les déformations des scellements des barres soumises aux essais. On a en effet enregistré des lectures de sens inversé au début du chargement de cer-

**Tableau I**

TRACTION SUR DEUX BARRES OPPOSÉES										
Série	Type	Résistances de rupture du béton		Efforts de rupture (t)		Déformations avant rupture (mm)		Contraintes d'adhérence de rupture (kg/cm <sup>2</sup> )		
		Compression (kg/cm <sup>2</sup> )	Traction (kg/cm <sup>2</sup> )							
Ronds	au contact	350	52	5,02		0,70		39,9		
		297,5	54	5,06		0,45		40,3		
		310	48	3,86		0,20		30,7		
ADx	séparés	moy : 319	moy : 51	3,45		0,50		27,5		
				4,49		0,20		35,7		
ADx	séparés	322,5	59	4,46		0,23		35,5		
		270	60	5,22		0,55		41,5		
		302,5	59	4,98		0,27		39,6		
Crénelés	au contact	moy : 298	moy : 59	4,86		0,19		38,7		
				4,51		0,35		35,9		
Crénelés	au contact	408,5	62,8	9,55		0,29		76		
		406	61,2	10,0		1,0		79,5		
		417,5	60,5	9,75		0,22		77,5		
Crénelés	séparés	moy : 411	moy : 61	9,10		0,41		72,5		
Tor	au contact	366	68	9,45		0,36		75		
		392,5	66	9,50		0,24		75,5		
		372,5	61	9,55		0,26		76		
Tor	séparés	moy : 377	moy : 65	9,10		0,14		72,5		
				9,55		0,33		76		
Tor	au contact	375	58	8,10		0,5		64,5		
		370	52	8,60		0,26		68,5		
		340	54	7,90		0,10		63		
Tor	séparés	moy : 362	moy : 55	8,60		0,33		68,5		
				7,95		0,14		63,5		
Tor	séparés	360	58	7,30		0,28		58		
		350	52	6,20		0,28		49,5		
		356	54	6,75		—		53,5		
Tor	séparés	moy : 355	moy : 55	6,00		—		47,5		
				7,30		0,44		58		



taines éprouvettes. D'autres lectures sont en revanche certainement trop élevées. Par ailleurs, dans l'essai d'une éprouvette, à chaque top correspondent deux lectures de déformation, une pour chaque scellement. La déformation portée au tableau I pour chaque éprouvette est la lecture relative au scellement le plus déformé de cette éprouvette, au palier de charge immédiatement inférieur à la charge de rupture.

Au tableau II figurent les résultats des essais de traction sur les barres situées du côté intact des éprouvettes, le béton de ces éprouvettes étant appuyé. Les contraintes d'adhérence de rupture sont calculées comme au tableau I.

Pour faciliter l'analyse de ces résultats, nous avons réuni au tableau III les contraintes moyennes obtenues en indiquant les écarts maxima en plus et en moins qui se sont accusés par rapport aux moyennes.

Tableau II

TRACTION SUR UNE BARRE, BÉTON APPUYÉ. EFFORTS (t) ET CONTRAINTES D'ADHÉRENCE (kg/cm <sup>2</sup> ) DE RUPTURE						
	Ronds ADx		Crénelés		Tor	
	Efforts	Contraintes	Efforts	Contraintes	Efforts	Contraintes
Au contact	6,1	48,5	15,2	121	12,6	100
	5,75	45,5	14,75	117,5	12,35	98,5
	4,9	39	—	—	12,2	97
	5,65	45	14,35	114	11,3	90
	4,4	35	15,0	119,5	10,8	86
	5,2	41,5	14,35	114	11,75	93,5
Séparés	5,85	46,5	—	—	11,75	93,5
	5,75	46	15,65	124,5	11,8	94
	5,85	46,5	14,2	113	12,25	97,5
	5,75	46	15,5	123,4	13,4	106,5
	5,9	47	15,75	125,5	10,25	81,5
	6,0	47,5	14,4	114,5	11,2	89

Tableau III

CONTRAINTES D'ADHÉRENCE DE RUPTURE (kg/cm <sup>2</sup> )							
Série	Type	Traction sur deux barres opposées			Traction sur une barre, béton appuyé		
		Moyenne des mesures	Écarts absolus	maxima relatifs	Moyenne des mesures	Écarts absolus	maxima relatifs
Ronds	au contact	35,0	+ 5,3 — 7,5	+ 15 % — 21 %	42,4	+ 6,1 — 7,4	+ 14 % — 17 %
ADx	séparés	38,6	+ 2,9 — 3,1	+ 8 % — 8 %	46,6	+ 0,9 — 0,6	+ 2 % — 1 %
Crénelés	au contact	78,5	+ 7,0 — 6,0	+ 9 % — 8 %	117,2	+ 3,8 — 3,2	+ 3 % — 3 %
	séparés	75,5	+ 2,0 — 3,0	+ 3 % — 4 %	120,2	+ 5,3 — 7,2	+ 4 % — 6 %
Tor	au contact	65,5	+ 3,0 — 2,5	+ 5 % — 4 %	94,2	+ 5,8 — 8,2	+ 6 % — 9 %
	séparés	53,5	+ 4,5 — 6,0	+ 8 % — 11 %	93,7	+ 12,8 — 12,2	+ 14 % — 13 %

La dispersion relative des résultats est dans l'ensemble très faible pour des essais d'adhérence. Il y a là la marque des soins qu'a apporté le Laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics à la confection des éprouvettes. Nous tenons à rendre particulièrement hommage à cet égard à MM. Chefdeville et Festa.

**Comparaison des barres isolées et des barres au contact au point de vue de l'adhérence.**

Au point de vue du but que nous nous proposons, la comparaison de l'adhérence individuelle présentée par une barre dans le cas où elle est isolée dans le béton et dans le cas où elle est au contact d'une barre identique, les conclusions qu'on peut tirer des essais nous paraissent particulièrement nettes : pour les aciers Tor et crénelés l'adhérence des barres au contact est équivalente à celle des barres isolées. Pour les ronds, l'adhérence des barres au contact est à peine inférieure à celle des barres isolées (10 %).

Tout d'abord, en effet, la qualité des bétons constitutifs des éprouvettes est sensiblement la même pour les deux groupes, barres au contact, barres séparées correspondant au même genre d'armature essayée. Cette qualité n'a donc pas d'incidence sur la comparaison.

D'autre part, les résultats des essais par double traction ou par simple traction et appui sont concordants. La conclusion ne dépend donc pas de l'opinion que l'on peut avoir sur la plus ou moins grande validité de l'un ou l'autre essai quant à la représentation des phénomènes réels. Nous disons concordance en faisant abstraction de ce que le premier genre d'essai fait ressortir pour l'acier Tor une nette supériorité des barres au contact; nous discuterons tout à l'heure ce point.

Par ailleurs les plus grosses dispersions d'essais se manifestent pour les ronds lisses au contact. Les valeurs des moyennes sont affectées par les écarts relativement importants de certaines mesures vers les basses valeurs de l'adhérence. Si pour calculer ces moyennes, on écarte pour chaque groupe les deux résultats les plus bas, on trouve que les contraintes d'adhérence des barres lisses au contact ne sont plus que de 5 % inférieures à celles des barres séparées, alors que l'ensemble des mesures donne 10 %, et cela pour les deux sortes d'essais. Nous voyons dans cette dispersion des mesures qui parmi les divers aciers au contact n'est relativement grande qu'avec les ronds lisses, l'indication qu'il est difficile

de faire pénétrer le béton, ou plutôt le mortier de ce dernier, entre les ronds près de leur génératrice de contact; l'intervalle libre devient là très faible, ce qui ne se produit pas avec les aciers Tor et crénelés dont les corps cylindriques ne peuvent venir au contact. Comme cette dispersion s'est manifestée malgré les précautions prises pour l'exécution des éprouvettes : superposition des aciers au contact dans la direction verticale, et moulage sur table vibrante, nous croyons pouvoir conclure de ces circonstances qu'il n'est prudent d'envisager l'emploi de paquets de deux ronds lisses que moyennant les précautions suivantes :

- Superposition des ronds dans le sens vertical;
- Vibration effective du béton au niveau des armatures (ce qui suppose l'aménagement de rues de vibration).

Ces conclusions dont il serait intéressant de vérifier plus amplement par l'essai le bien fondé, nous paraissent devoir s'étendre aux aciers Tor et crénelés.

Dans ces conditions, et moyennant les précautions que nous venons de dire, il nous semble justifié que l'on puisse, pour calculer l'adhérence individuelle d'une barre et en particulier sa longueur de scellement droit, faire abstraction du fait qu'elle est isolée dans le béton ou placée au contact d'une barre identique.

**Les essais ne sont pas utilisables pour comparer les divers aciers entre eux.**

On pourrait être tenté d'utiliser les résultats des essais d'arrachement, béton appuyé, pour comparer une fois de plus entre elles les contraintes d'adhérence offertes par les diverses armatures. C'est ce que nous avons fait au tableau IV à la dernière ligne, où les contraintes sont comparées à celle qui est offerte par le rond lisse isolé prise comme unité. Il ne serait pas justifié à notre avis d'y voir la preuve d'une supériorité de l'acier crénelé sur l'acier Tor parce que la comparaison est faussée par les différences de résistance des bétons employés, différences surtout sensibles à la traction.

Pour éliminer l'influence de la qualité du béton sur les comparaisons, il eut fallu que chaque gâchée de six éprouvettes comprit une éprouvette de chacun des six types essayés.

On peut encore moins comparer les divers aciers entre eux en utilisant les essais de traction sur deux barres opposées comme nous l'avons fait à la première ligne du tableau IV. Les résultats sont influencés par des circon-

**Tableau IV**

VALEURS MOYENNES RELATIVES DES CONTRAINTES D'ADHÉRENCE DE RUPTURE (UNITÉ : RONDS SÉPARÉS)

	Ronds		Crénelés		Tor	
	Contact	Séparés	Contact	Séparés	Contact	Séparés
Traction sur deux barres opposées	0,91	1	2,03	1,96	1,70	1,39
Traction sur une barre, béton appuyé	0,91	1	2,51	2,58	2,02	2,01



tances qui tiennent à la constitution des éprouvettes elles-mêmes. Référons-nous à l'image de la transmission des efforts par bielles de béton à 45° entre une barre et son couvre-joint. Aux abouts d'une éprouvette à barres séparées, il ne peut y avoir équilibre des bielles sur une profondeur égale à la distance de la barre et de ses couvre-joints. Cela contribue à expliquer l'arrachage d'un éclat de béton par les armatures Tor et crénelées, arrachage qui a pour effet de diminuer dès qu'il s'est produit, la longueur de barre adhérente. L'image des bielles semble d'ailleurs adéquate pour les barres crénelées qui s'accrochent par leurs saillies transversales sur le béton; beaucoup moins pour les barres Tor dont la haute adhérence est due aux pressions développées sur les flancs de leurs nervures et que le type d'éprouvette à double scellement semble désavantager plus que les barres crénelées.

Les frettes en fil tréfilé des éprouvettes présentaient certainement une basse adhérence en raison de l'uni de la surface de l'acier tréfilé. Les fissures qui apparaissaient à l'essai à l'extrémité des éprouvettes, tendaient certainement pour cette raison à s'ouvrir et à s'étendre d'une façon anormale, ce qui était de nature à abaisser les contraintes d'adhérence de rupture. Il nous semble que l'acier Tor doive être plus sensible à cet effet que l'acier crénelé. L'emploi du fil tréfilé était difficile à éviter pour les frettes; mais il eût été préférable de le faire rouiller avant l'emploi.

#### Comparaison de l'essai d'arrachement sur double scellement symétrique effectué et de l'essai classique.

Nous pouvons enfin comparer les deux types d'essais par tractions symétriques et par traction et appui. Nous en avons réuni les éléments au tableau V. Le second, l'essai classique, donne des valeurs d'adhérence très supérieures à celui que donne le premier.

Tableau V

VALEUR DU RAPPORT DES CONTRAINTES D'ADHÉRENCE DE RUPTURE mesurées dans l'essai de traction sur deux barres opposées et l'essai de traction sur une barre, béton appuyé			
	Ronds	Crénelés	Tor
Au contact	0,83	0,67	0,70
Séparés	0,83	0,63	0,57

Il y a à cela tout d'abord une raison claire : c'est que des deux scellements de chaque éprouvette le plus résistant est automatiquement sélectionné par le premier essai pour être soumis au second. Mais cette raison ne suffit pas à expliquer les écarts constatés. Même pour les ronds lisses où l'écart le plus faible atteint tout de même 17 %, d'autres causes ont dû jouer que nous n'apercevons pas. Pour les armatures à haute adhérence l'écart s'explique de façon évidente pour une grande part, par l'appui fourni dans l'essai classique au béton de l'éprouvette, appui qui empêche l'arrachement du béton et qui assure de plus par frottement le frettage transversal de la face terminale de l'éprouvette.

Dans les poutres réelles, les conditions d'ancrage d'une barre près d'une fissure transversale peuvent se rapprocher comme nous l'avons déjà dit des conditions de l'essai sur double scellement symétrique. Mais si dans un essai de poutre à outrance, un éclat de béton était arraché par un scellement sur la face d'une fissure, cet éclat pourrait venir s'appuyer après déplacement de la barre sur la face opposée de la fissure : il y aurait augmentation de la résistance du scellement. Les conditions réelles nous paraissent être intermédiaires entre celles des deux types d'essai d'adhérence. Mais ce que l'essai d'arrachement sur double scellement symétrique, qui reflète partiellement les conditions réelles, nous semble avoir confirmé une fois de plus par les formes de rupture observées, c'est l'importance fondamentale, pour la sécurité d'emploi des armatures à haute adhérence, des coutures transversales destinées à empêcher la propagation des fissures longitudinales de rupture d'adhérence.

Or, les Règles 1948 Ronds n° 40-60 ne sont pas impératives sur ce point. Elles exigent par ailleurs des distances entre barres qui aboutissent à l'alourdissement des constructions alors que nos essais montrent que le respect de ces distances imposées est sans objet. La révision de ces Règles nous paraît donc nécessaire.

#### Essais de démonstration.

Le 11 avril 1956 furent essayées à titre de démonstration deux éprouvettes de chaque sorte, douze au total. Nous ne savons pas comment ces éprouvettes se répartissent entre les deux gâchées qu'il fallut faire pour les confectionner, et nous ignorons la résistance de leur béton, ce qui enlève beaucoup de leur valeur aux résultats d'essai. Nous donnons cependant ces derniers au tableau VI. L'on y remarque des valeurs absolues des contraintes d'adhérence de rupture des ronds lisses plus élevées que dans les essais de mars précédents et le renversement par rapport à ces derniers essais du rapport des résistances obtenues pour les aciers Tor au contact et séparés. On a l'impression qu'une bonne gâchée a groupé les ronds lisses et les Tor séparés et une gâchée moins bonne les autres éprouvettes.

Tableau VI

ESSAIS DE DÉMONSTRATION-TRACTION SUR BARRES OPPOSÉES. Contraintes d'adhérence de rupture (kg/cm²)			
	Ronds lisses	Crénelés	Tor
Au contact	44,9	77,6	55,7
	—	77,3	56,0
Séparées	55,1	70,7	62,5
	53,2	66,3	60,6
Rapport des contraintes moyennes contact séparées	0,83	1,13	0,91

## II. Essais complémentaires de juillet 1956.

Les résultats des essais de mars 1956 nous avaient conduit à penser, on l'a vu plus haut, qu'une cause spéciale de dispersion et d'abaissement des contraintes d'adhérence de rupture des ronds lisses pouvait résider dans les difficultés de bétonnage dues au contact intime de ces ronds, mais qu'un très léger écartement, de l'ordre de celui qu'imposent les saillies entre corps cylindriques des aciers à haute adhérence, pouvait suffire à supprimer l'effet en cause. C'est pourquoi nous avons entrepris des essais complémentaires avec des ronds lisses.

Les éprouvettes sont les mêmes que précédemment, du type ronds au contact, avec toutefois la différence suivante : la barre couvre-joint qui est ligaturée sur les barres de traction, au lieu d'être appuyée directement sur ces dernières l'est par interposition de fils métalliques transversaux. Il est ainsi créé entre les barres un écart égal au diamètre du fil employé. Deux sortes de fils ont été ainsi utilisés : le fil pour ligatures auquel correspond un écart entre les barres de l'ordre de 1 mm et le fil pour frettes auquel correspond un écart de 3 mm.

Douze éprouvettes ont été confectionnées dans les mêmes conditions que celles de mars en deux gâchées, chaque gâchée comprenant trois éprouvettes à l'écart de 1 mm et trois à l'écart de 3 mm. Le béton avait même composition que le béton des essais de mars et sa résistance a été

mesurée de la même manière. Les essais ont été exécutés aussi de la même manière que ceux de mars. Au jour des essais, l'âge du béton était de 42 jours pour les éprouvettes de la première gâchée et de 40 jours pour celles de la seconde.

Les résultats des essais sont portés au tableau VII comme l'ont été ceux de mars au tableau I.

On ne peut manquer d'être frappé tout d'abord par le caractère élevé des contraintes d'adhérence de rupture accusées par les nouveaux essais par rapport aux valeurs correspondantes mesurées en mars. Les essais de mars ne sont donc pas directement comparables aux essais de juillet et nous ne pouvons que regretter de n'avoir pas inclus dans ces derniers une série d'éprouvettes à ronds au contact complet.

Rapprochons, comme nous l'avons fait au tableau VIII, les moyennes de tous les résultats obtenus en mars d'une part, en juillet de l'autre, pour les différentes sortes de mesures effectuées. L'amélioration de l'adhérence est, on le voit sur le tableau, très supérieure à l'amélioration du béton, même si l'on considère que la résistance significative de ce dernier est la résistance de rupture par compression (ce que suggère l'image, due à M. Caquot, du coincement de bielles à 45°). La dite amélioration n'est donc pas seulement attribuable à la qualité du béton. Il nous paraît difficile de l'expliquer par une hypothétique différence dans la rugosité des surfaces des barres rondes employées

Tableau VII

ESSAIS COMPLÉMENTAIRES SUR ÉPROUVETTES A RONDS LISSES							
			Traction sur deux barres opposées			Traction sur une barre	
Séries	N°	Gâchées	Efforts de rupture (t)	Déformations avant rupture (mm)	Contraintes d'adhérence de rupture (kg/cm²)	Efforts de rupture (t)	Contraintes d'adhérence de rupture (kg/cm²)
Écart entre barres 1 mm	1	1	8,40	0,16	66,8	7,90	62,9
	2		7,76	0,22	61,8	9,05	72,0
	3		8,10	0,33	64,5	8,65	68,8
	4	2	6,40	0,29	50,9	7,95	63,3
	5		8,15	0,36	64,9	8,25	65,7
	6		7,56	0,38	60,2	8,20	65,3
Écart entre barres 3 mm	1	1	8,04	0,26	64,0	6,85	54,5
	2		8,22	0,41	65,4	8,45	67,2
	3		8,24	0,36	65,6	8,50	67,6
	4	2	8,38	0,31	66,7	8,40	66,8
	5		8,06	0,44	64,1	7,95	63,3
	6		8,10	0,34	64,5	7,85	62,5
RÉSISTANCES DE RUPTURE DU BÉTON (kg cm²)							
			Par compression		Par traction		
Gâchée 1			373 - 426,5 - 424,5 moy : 408		52 - 61 - 52 moy : 55		
Gâchée 2			395 - 427 - 431,5 moy : 418		62 - 60,5 - 60 moy : 61		



Tableau VIII

ENSEMBLE DES ESSAIS sur ronds lisses de	CONTRAINTES D'ADHÉRENCE de rupture moyennes (kg cm <sup>2</sup> )		CONTRAINTES DE RUPTURE moyennes du béton (kg cm <sup>2</sup> )	
	Barres opposées	Une barre	Compression	Traction
mars, au contact et séparés	36,8	44,5	309	55
juillet, écarts de 1 et 3 mm	63,2	65,0	413	58
Rapport : juillet mars	1,72	1,46	1,34	1,05

pour l'un et pour l'autre essais. Elle nous semble résulter des faits suivants : les résultats des essais de démonstration ayant paru aberrants par comparaison avec les essais de mars, les ingénieurs de Laboratoire ont mis tous leurs soins à respecter avec précision les consignes de fabrication qui avaient été données pour les éprouvettes de mars. Ils ont abouti en fait à une fabrication meilleure. Nous touchons ici du doigt le fait que les taux d'adhérence de rupture, éléments essentiels de la qualité du béton armé, dépendent dans une large mesure, de facteurs que nous ne savons définir et qui sont, *stricto sensu*, impondérables.

Les résultats obtenus sont analysés par gâchée au tableau IX. Les dispersions relatives sont plus faibles que

pour les ronds au contact des essais de mars. Cela tient-il au léger écartement des barres ou au soin de fabrication? Si l'on examine les dispersions par gâchée, la gâchée 2 paraît plus régulière dans les essais de traction sur barres opposées tandis que c'est la gâchée 1 dans les essais de traction sur une barre, béton appuyé.

Si l'on cherche à dégager l'influence de l'écartement des barres, l'examen du tableau X montre qu'il n'en a guère, l'écartement de 3 mm paraissant supérieur dans l'essai de traction sur barres opposées et celui de 1 mm dans l'essai du type classique. D'ailleurs ce dernier type d'essai qui avait paru donner pour les ronds en mars des valeurs plus élevées que le type par tractions opposées

Tableau IX

Ronds lisses à	Gâchées	BARRES OPPOSÉES		UNE BARRE		Rapports des contraintes d'adhérence de rupture moyennes (b. opp. (une b.)
		Contraintes d'adhérence de rupture moyennes (kg/cm <sup>2</sup> )	Écarts relatifs (%)	Contraintes d'adhérence de rupture moyennes (kg cm <sup>2</sup> )	Écarts relatifs (%)	
1 mm	1	64,4	+ 3,7 - 4,0	67,9	+ 6,0 - 7,4	0,95
	2	58,7	+ 10,5 - 13,2	64,8	+ 1,4 - 2,3	0,91
	1 et 2	61,5	+ 8,6 - 17,2	66,3	+ 8,6 - 5,1	0,93
3 mm	1	65,0	+ 0,9 - 1,5	63,1	+ 7,1 - 13,6	1,03
	2	65,1	+ 2,5 - 1,5	64,2	+ 4,0 - 2,6	1,01
	1 et 2	65,0	+ 2,6 - 1,5	63,6	+ 6,2 - 14,3	1,02

(tableau V) paraît aux nouveaux essais strictement équivalents à lui comme le montre la dernière colonne du tableau IX.

Tableau X

RAPPORTS $A_1/A_2$ DES CONTRAINTES D'ADHÉRENCE DE RUPTURE moyennes pour les éprouvettes à ronds lisses espacés de 1 mm ( $A_1$ ) et les éprouvettes à ronds lisses espacés de 3 mm ( $A_2$ )		
Gâchées	Barres opposées	Une barre
1	0,99	1,08
2	0,90	1,01
1 et 2	0,95	1,04

Enfin remarquons que nos ronds à faible écartement ont donné en juillet des résultats bien meilleurs que les ronds séparés en mars.

N'oublions pas que nous examinons les résultats d'essais de douze éprouvettes, vingt-quatre valeurs numériques de contraintes de rupture. Il ne saurait être question de statistique sur un si faible nombre. Les écarts de quelques pour cent observés par rapport aux moyennes sont purement accidentels et toutes les valeurs d'adhérence mesurées sont pratiquement égales. Telle est la seule conclusion numérique permise par les essais de juillet.

Mais le fait important demeure que le soin d'exécution relève la valeur de l'adhérence et réduit la dispersion d'ensemble. Il confirme la conclusion que nous avons formulée plus haut que les barres au contact par deux présentent une adhérence équivalente aux barres séparées à la double condition :

- Qu'elles soient superposées verticalement ;
- Que le béton puisse être effectivement vibré autour d'elles.



*(Reproduction interdite.)*

ÉDITÉ PAR LA DOCUMENTATION TECHNIQUE  
DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS,  
6, RUE PAUL-VALÉRY, PARIS-XVI<sup>e</sup>.

3551-12-56. — Typ. FIRMIN-DIDOT et C<sup>ie</sup>, Mesnil (Eure).

Dépôt légal : 4<sup>e</sup> trim. 1956.

*(Ann. I. T. B. T. P.)*

*Le Directeur-Gérant : P. GUÉRIN.*

Série : BÉTON. BÉTON ARMÉ (41)

PREMIÈRE ET DEUXIÈME SESSIONS D'ÉTUDES ET DE PERFECTIONNEMENT  
DE L'INSTITUT DE RECHERCHES APPLIQUÉES DU BÉTON ARMÉ (IRABA)

SÉANCES DES 10 AVRIL ET 20 NOVEMBRE 1956

## L'APPUI MUTUEL DES POUTRES QUI SE CROISENT

par **J.-R. ROBINSON.**

Professeur à l'École Nationale des Ponts et Chaussées

### RÉSUMÉ

Par l'analyse du mécanisme interne des poutres fléchies en béton armé, l'auteur montre que l'effort tranchant n'est équilibré dans toute section de ces poutres que par une fraction de cette section. Il en résulte que dans une croisée de poutres la partie du volume commun aux deux poutres, où est appliquée effectivement la réaction d'appui de la poutre portée, peut ne pas se trouver dans la zone résistante de la poutre porteuse. D'où, dans les cas signalés par l'auteur, la nécessité de prévoir des aciers spéciaux dits suspentes.

L'auteur décrit ensuite les essais entrepris sur huit croisées de poutres. Les résultats confirment l'essentiel des considérations théoriques exposées. Ils apportent ce fait peu connu, sinon nouveau, qu'une poutre n'offre pas la même résistance de rupture à l'effort tranchant selon qu'elle s'appuie sur un poteau ou sur une autre poutre.

### SUMMARY

By an analysis of the internal mechanics of flexed reinforced concrete beams the author shows that the shearing force, in all sections of these beams is equilibrated by only a fraction of the section.

The result is that where two beams cross, that part of the volume which is common to the two beams, where the support reaction is effective in the supported beam, may not be in the zone of resistance of the supporting beam. It is seen from cases quoted by the author that is necessary to specify special suspension steels.

The author describes tests carried out on eight crossed beams. The results confirm the need for the theoretical considerations given. They reveal a fact, little known, if not new, that a beam does not offer the same resistance to rupture from the shearing force when supported by an upright as when supported by another beam.

INSTITUT DE RECHERCHES APPLIQUÉES DU BÉTON ARMÉ

ASSOCIATION PROFESSIONNELLE POUR L'ACCROISSEMENT DE LA PRODUCTIVITÉ  
DANS L'INDUSTRIE DU BATIMENT

CHAMBRE SYNDICALE DES CONSTRUCTEURS EN CIMENT ARMÉ



## L'APPUI MUTUEL DES POUTRES QUI SE CROISENT

Un grand nombre de constructions en béton armé comportent des poutres qui se croisent en s'appuyant les unes sur les autres. Proposons-nous d'examiner les conditions d'équilibre des poutres de ce genre en leurs points de croisement, c'est-à-dire de mettre en lumière le mécanisme de la transmission d'une poutre à l'autre de leur réaction d'appui mutuelle.

### I. — APPLICATION D'UNE FORCE CONCENTRÉE A UNE POUTRE

L'état d'équilibre d'une poutre au voisinage du point d'application d'une force concentrée dépend forcément de la façon dont cette force est appliquée à la poutre : compression localisée sur la face supérieure ou inférieure, ou cisaillement plus ou moins réparti sur la hauteur de l'âme, par exemple. Mais cet état d'équilibre dépend également du mécanisme par lequel la poutre résiste à l'effort tranchant dans la région voisine du point où agit la force concentrée.

Le calcul habituel des armatures secondaires des poutres repose sur l'hypothèse que leurs âmes ou nervures sont découpées en bielles par des fissures à 45°. Les fissures à 45° sont bien celles qui apparaissent dans certaines régions des poutres si les âmes se fissurent, mais dans d'autres régions, celles où le moment fléchissant est important, la fissuration peut se produire pratiquement suivant des sections droites. Les poutres n'en résistent pas moins à l'effort tranchant, mais par un mécanisme différent de celui du treillis Howe, que nous avons tendance à considérer partout parce que c'est le seul qui se prête au calcul des étriers.

#### Équilibre des abouts des poutres soumises à l'effort tranchant.

Pour tenter l'analyse des divers états d'équilibre ou mécanismes que nous venons d'évoquer, commençons par examiner les cas simples que nous offrent les poutres d'essai posées sur appuis simples et soumises à l'action de charges concentrées. Fixons d'abord notre attention sur les essais d'effort tranchant. Dans un tel essai, on éprouve à la fois la résistance de l'âme de la poutre à l'effort tranchant en section courante, malheureusement sur une très courte longueur, et d'autre part la résistance de l'about de la poutre auquel est appliquée une importante charge concentrée, la réaction d'appui. Les essais de M. Brice de 1933 ont montré la validité de l'assimilation de la poutre fissurée à 45° en section courante à une poutre Howe en mettant en évidence les trois modes de rupture que le schéma Howe théorique permet de prévoir : par traction des étriers, par compression des bielles de béton, par défaut d'ancrage de l'armature principale tendue.

Mais l'équilibre de l'about ne ressemble pas à celui d'un treillis Howe multiple. Tout d'abord, dans le cas où l'âme de la poutre ne s'épaissit pas brusquement et nettement à l'about en un montant d'appui, il ne s'ouvre pas de fissures entre l'about et un plan à 45° sur l'axe de la poutre partant du bord de la surface d'appui. Entre une première fissure à 45° et l'about, il se forme ainsi un bloc d'about.

Nous ne considérerons que des poutres dont les armatures d'effort tranchant soient normales à leur axe et dans lesquelles les armatures principales ne soient pas relevées. Armatures secondaires obliques et armatures relevées tendent en effet aujourd'hui à être abandonnées pour des raisons économiques.

Remarquons qu'il y a là une circonstance heureuse, car si des bielles se formaient dans ce bloc (fig. 1) les composantes horizontales des compressions de ces bielles ne

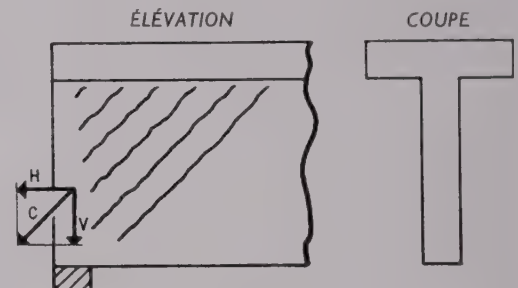
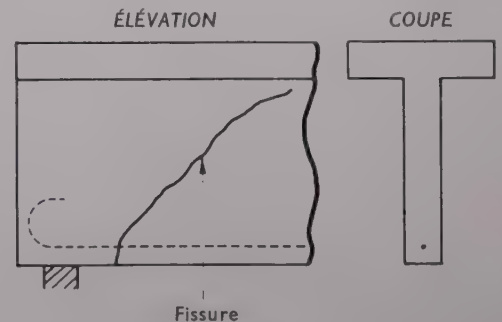


FIG. 1.

seraient plus équilibrées et il faudrait avoir recours à des dispositions spéciales pour assurer la stabilité de l'about.

Si au contraire la poutre possède une âme mince très sollicitée et comporte un robuste montant d'appui, on peut observer la fissuration de cette âme à 45° entre le montant et le plan à 45° passant par l'appui. Toutefois l'aspect des fissures laisse supposer que l'âme n'est pas également sollicitée sur toute sa hauteur au voisinage immédiat du montant d'appui, dont il faudrait supposer qu'il est organisé pour résister à la flexion si son rôle répartiteur était effectif.

Considérons provisoirement des poutres qui ne comportent pas de montant d'appui. Ce que l'on observe, c'est que la première fissure à 45° qui délimite le bloc d'about part, non pas de l'appui même, mais d'une petite distance de l'appui (fig. 2). Elle tend d'ailleurs à se redresser normale-



Fissure

FIG. 2.

ment à la face tendue au voisinage de cette face et à se coucher vers la région comprimée du haut de l'âme. Ces apparences s'expliquent si l'on admet que conformément aux faits observés le béton se fissure en chaque point suivant le plan sur lequel s'exerce la plus grande contrainte de traction, c'est-à-dire parallèlement aux isostatiques de compression. En particulier ces dernières fuient les angles saillants des pièces, ce qui explique la non fissuration du bloc d'about. D'autre part on comprend que la première fissure ne s'amorce sur la face tendue que là où il y a déjà une contrainte de traction notable sous l'action du moment fléchissant, c'est-à-dire non pas à l'appui mais à quelque distance.

Le bloc d'about se déplace dans son ensemble par rapport au reste de la poutre. Dans ce mouvement les aciers qui traversent la première fissure sont mis en traction par la mise en jeu de leurs scellements, c'est-à-dire par la mobilisation de l'adhérence sur les longueurs où ils glissent par rapport au béton. Il y a pour chaque scellement une relation entre l'effort auquel il est soumis et sa déformation. Dans le mouvement du bloc d'about, les déformations aux divers points de la fissure ne sont pas indépendantes; ainsi les efforts dans les divers aciers ne sont pas indépendants. Comme nous ne connaissons qu'avec une très large approximation les relations entre les déformations et les efforts pour les scellements, que nous ne connaissons pas le déplacement du bloc d'about par rapport à la poutre et qu'il s'ajoute à ce déplacement les effets des déformations propres du bloc d'about et de la poutre, la distribution réelle des efforts dans les aciers échappe au calcul. Mais une chose est certaine, c'est qu'il n'y a pas de raison que cette distribution soit celle que l'on déduirait de l'assimilation au treillis Howe : sur une longueur égale au bras de levier du couple élastique  $z$  l'effort total dans les étriers serait égal à l'effort tranchant  $T$  à l'appui, et la traction de l'armature principale sur l'appui serait égale à  $T/2$ . Les expériences de 1933 de M. Brice que j'ai déjà citées, montrent que les étriers sont parfois beaucoup moins sollicités que ne l'indique la théorie du treillis puisque certaines de ses poutres ont résisté à des efforts tranchants sous lesquels la contrainte théorique  $T_e/z$  des étriers dépassait largement leur limite élastique. A première vue ce résultat paraît curieux, puisque les étriers ont généralement un diamètre très inférieur à celui des armatures principales et que la déformation d'un scellement est proportionnelle au diamètre de l'armature, il semblerait que les étriers dussent être très sollicités. Mais il faut considérer que de part et d'autre de la fissure les deux extrémités d'un étrier subissent la déformation de scellement (sauf peut-être aux extrémités de la fissure) et que pour un étrier cette déformation est donc double. Tandis que pour l'armature elle est pratiquement simple à cause de l'ancrage par courbure que présente l'armature tout près de l'appui (du moins dans une poutre d'essai ressemblant à une poutre réelle, et c'était le cas dans celles de M. Brice). D'autre part, la déformation du scellement d'une barre est proportionnelle au carré de sa contrainte et les étriers sont en général strictement calculés tandis que pour des raisons constructives les armatures principales sont souvent surabondantes à l'appui et en particulier dans les poutres d'essais où il n'y a pas d'arrêts de barres. Ainsi les étriers apparaissent-ils le plus souvent plus déformables relativement que l'armature principale tendue, circonstance qui contribue à expliquer que leur tension puisse être nettement inférieure à leur tension théorique.

Analysons maintenant l'équilibre d'un bloc d'about en le schématisant. Représentons la poutre (fig. 3) par sa membrure tendue, l'armature principale, et par l'axe mécanique de sa membrure comprimée, distants de  $z$ , et supposons que la première fissure, rectiligne et à 45°,

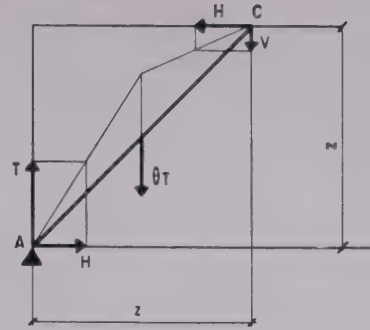


FIG. 3.

passe par l'intersection de la verticale de l'appui supposé ponctuel et de l'armature. Supposons également que la résultante des tensions des étriers traversant la fissure soit située à la distance  $z/2$  de l'appui et égale à  $\theta T$ ,  $\theta$  étant un nombre compris entre zéro et l'unité. La valeur zéro correspond à l'hypothèse extrême de non-intervention des étriers. La valeur unité pour laquelle leur tension est égale à leur tension théorique de calcul, semble bien correspondre à l'autre hypothèse extrême car aucune observation n'autorise à supposer que la tension de calcul des étriers puisse être dépassée.

En projetant les forces sur la verticale, on trouve que la composante verticale  $V$  de la réaction du béton comprimé de la poutre sur le bloc d'about est égale à :

$$V = (1 - \theta) T.$$

Cette composante  $V$  représente la part de l'effort tranchant qui est équilibrée par le cisaillement du béton comprimé et non par les étriers.

D'autre part, en prenant les moments des forces agissant sur l'about par rapport à C, nous trouvons :

$$H = T (1 - \theta/2).$$

La traction  $H$  de l'armature à l'appui est ainsi susceptible d'atteindre une valeur égale non pas seulement à la moitié, mais à la totalité de l'effort tranchant.

Les résultats que nous venons de rappeler nous permettent de tracer les positions extrêmes que peut occuper la courbe des pressions dans le bloc d'about (fig. 4).

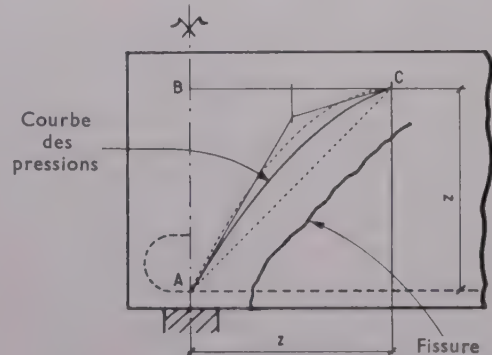


FIG. 4.



Dans le cas où la tension des étriers est égale à leur tension théorique, cette courbe est une parabole AC de sommet C. Dans le cas extrême où la tension des étriers est nulle, elle se confond avec la droite AC. La courbe des pressions donne une idée assez précise du tracé des isostatiques de compression dans le bloc d'about : les isostatiques l'entourent nécessairement puisqu'elle est le lieu des points de passage de la résultante des contraintes sur les sections verticales de l'about. En A et en C les isostatiques se groupent et se serrent étroitement autour de cette courbe. Au droit de l'appui, le point de concentration des isostatiques A, est l'intersection de la verticale de l'appui et de l'armature principale de traction qui seule peut équilibrer la composante horizontale des efforts apportés par ces isostatiques. La résistance d'une poutre près de son about à un effort localisé, en l'absence de moment fléchissant, apparaît aussi comme concentrée dans une zone étroite autour de l'ancrage de son armature principale de traction.

Revenons maintenant à notre sujet et considérons l'assemblage d'une poutre porteuse et d'une poutre portée qui ne traverse pas la première (fig. 5).

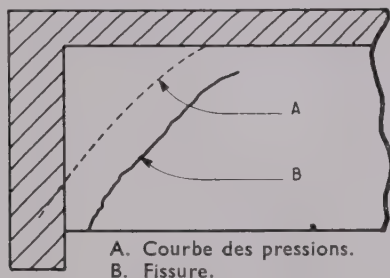


FIG. 5.

La poutre portée n'y peut être soumise à un moment d'encastrement notable parce que la résistance à la torsion d'une poutre non tubulaire est relativement faible. Qui plus est si les poutres sont, comme le représente la figure 5, solidaires d'un hourdis que borde la poutre porteuse, le centre de torsion du profil dissymétrique de cette dernière poutre se trouve à l'extérieur du plan moyen de la nervure. Le recul au-delà de ce plan moyen de l'appui de la poutre portée engendre dans cette dernière un moment de flexion qui se déduit du moment d'encastrement éventuel. Par conséquent dans tous les cas, et en particulier dans le dernier, l'appui sur la poutre porteuse a le caractère d'un appui simple pour la poutre portée.

La nervure de la poutre porteuse peut former montant d'appui à l'about de la poutre portée. Mais elle peut aussi ne pas le faire si, par exemple, fléchie dans le même sens que la poutre portée, elle est découpée transversalement par des fissures de flexion. Supposons que nous soyons dans ce dernier cas. Dans la poutre portée, la première fissure à partir de l'appui va détacher un bloc d'about (fig. 5) auquel vont s'appliquer les considérations que nous avons développées tout à l'heure. En particulier, la courbe des pressions dans ce bloc, passant par l'intersection de l'armature de traction de la poutre portée et le plan moyen de la poutre porteuse, va pénétrer dans l'âme de cette dernière, si elle n'est pas épaisse, à un niveau qui correspond à l'armature tendue de la poutre portée. C'est donc dans cette région, à ce niveau, que sera effectivement appliquée à la poutre porteuse la réaction d'appui de la poutre portée.

Si l'âme de la poutre porteuse semble pouvoir former montant d'appui de la poutre portée, l'efficacité du rôle répartiteur du dit montant peut être suspectée d'autant plus que sa résistance à une flexion qui lui serait imposée par les composantes horizontales des compressions des bielles de béton n'est le plus souvent pas assurée. Il nous paraît qu'il faille dans ce cas aussi, par prudence, supposer que la réaction d'appui de la poutre portée peut être appliquée au niveau de son armature tendue. Nous verrons que l'essai confirme notre opinion.

### Equilibre des poutres sous effort tranchant et moment fléchissant concomitants.

Considérons maintenant une poutre d'essai sur appuis simples supportant une charge concentrée en son milieu. Dans les circonstances les plus courantes, la fissuration de l'âme de cette poutre affecte l'allure représentée à la figure 6. Dans la région centrale de la poutre, là où le

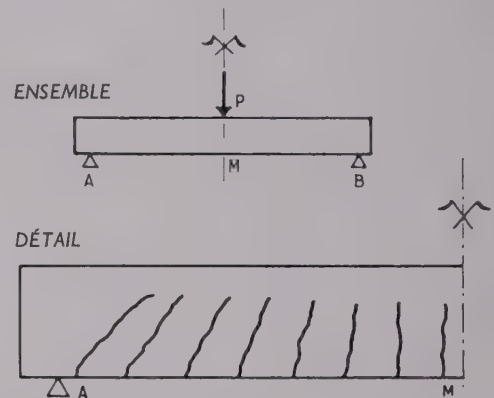


FIG. 6.

moment fléchissant est important, les fissures sont pratiquement orientées suivant des sections droites de cette poutre. Elles s'inclinent progressivement vers les appuis jusqu'à 45° environ. Comment la poutre résiste-t-elle à l'effort tranchant dans la zone où les fissures sont normales, ou à peu près, à sa fibre moyenne? Considérons l'équilibre d'un bloc découpé dans l'âme par deux fissures consécutives que nous supposons orientées suivant deux plans de section droite (fig. 7). Ce bloc est soudé à ses voisins en C et C', zones où le béton comprimé ne s'est pas fissuré. Il leur est également relié par

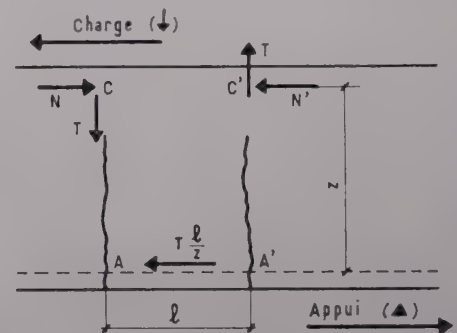


FIG. 7.

l'armature principale de traction qui traverse les fissures en A et A'. A travers la face AC par exemple, l'effort tranchant ne peut être transmis d'un bloc à l'autre que par le béton comprimé en C ou par l'armature en A puisqu'il n'y a pas contact en dehors de ces deux zones. Mais il est peu croyable qu'une fraction importante de l'effort tranchant puisse être transmise par l'armature. En effet, eu égard à la faible résistance du béton de couverture de l'armature aux tractions transversales et au fait que les positions des fissures et des étriers étant indépendantes, il n'y a généralement pas d'étrier au bord de la fissure, on observerait, même sous faible charge, des désordres au voisinage de l'armature si cette dernière participait à la transmission de l'effort tranchant. Comme ces désordres ne s'observent pas, nous pouvons donc supposer, sans nous tromper beaucoup, que ce dernier est tout entier transmis de bloc à bloc par le béton comprimé. Dans ces conditions, l'équilibre du bloc A C C' A' représenté à la figure 7 s'analyse comme il suit en négligeant son poids : les contraintes sur le béton comprimé de la section droite en C admettent une résultante dont la composante horizontale est un effort normal de compression N et dont la composante verticale est égale à l'effort tranchant T. En C' la composante verticale est opposée à l'effort tranchant et la composante normale est N'. L'armature exerce par adhérence sur le bloc un effort dirigé suivant son axe et égal à  $Tl/z$ . On a donc  $N - N' = Tl/z$ . L'âme dans la hauteur du bloc est ainsi soumise à un effort de glissement parallèle à l'armature. Nous avons pu observer dans l'essai d'une poutre à talon chargée en son milieu, la fissuration secondaire à 45° d'un bloc, du fait du cisaillement correspondant, sous une charge supérieure à celle qui avait entraîné la fissuration primaire suivant les sections droites (fig. 8).

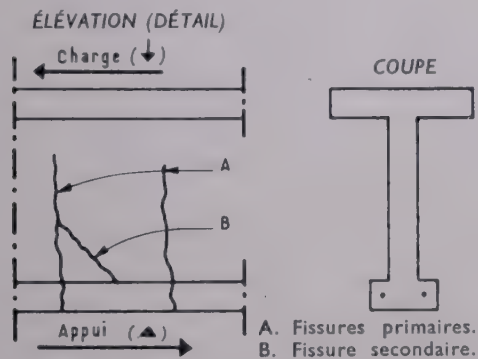


FIG. 8.

Comparons l'équilibre d'une poutre formée de blocs successifs séparés par des fissures normales à sa fibre moyenne à celui d'une poutre Vierendeel dont l'inertie de la membrure tendue serait négligeable et dont les points de moment nul de la membrure comprimée B B' B'' etc... coïncideraient avec les fissures de la première (fig. 9). Dans une telle poutre, les points de moment nul des montants se trouvent en D D' D'' etc... sur la membrure tendue; si l'effort tranchant et le moment fléchissant sont les mêmes dans les deux poutres, les forces qui agissent sur un bloc tel que C A C' A' sont les mêmes que celles qui agissent sur le tronçon homologue B B' D que l'on peut isoler par la pensée dans la poutre Vierendeel et qui comprend l'élément de membrure B B' et le montant D. Évidemment la distribution des contraintes dans les

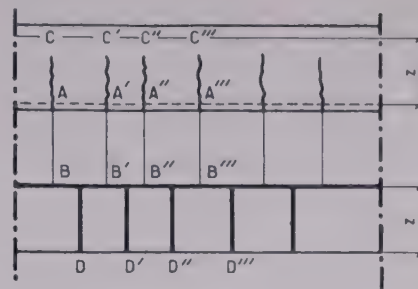


FIG. 9.

blocs n'obéit pas à la résistance des matériaux applicable (sauf aux nœuds!) à la poutre Vierendeel. Il n'en reste pas moins que le schéma mécanique est fondamentalement le même dans les deux poutres. Nous sommes donc fondés à dire que, là où la fissuration de l'âme est normale à la fibre moyenne, une poutre en béton armé est assimilable dans sa résistance à l'effort tranchant à une poutre Vierendeel à montants épais et jointifs et à membrure tendue d'inertie nulle.

Quel est le rôle des étriers dans une poutre en béton armé fonctionnant suivant le schéma Vierendeel? Ils jouent le rôle d'armatures de traction ou de sous-tendeurs des montants et paraissent essentiels à ce point de vue. La position des fissures étant indépendante de celle des étriers, le schéma Vierendeel ne permet pas le calcul de ces derniers. Leur détermination ressortit à la règle des coutures dont la validité dans ce cas est justifiée par l'absence de mécomptes malgré une application générale.

Cette règle n'étant autre que celle à laquelle conduit le schéma Howe, il ne peut résulter aucune difficulté quant au calcul des étriers, du passage graduel du schéma Vierendeel au schéma Howe, qui se produit dans les poutres réelles, comme il se produit du milieu à l'appui dans notre poutre d'essai.

Considérons maintenant une poutre portée qui traverse une poutre porteuse et qui, soumise à un moment négatif à son appui sur la seconde, soit fissurée suivant ses sections droites (fig. 10). Comme la poutre portée résiste à l'effort tranchant par son béton comprimé, il est évident que l'application à la poutre porteuse de la réaction d'appui de la poutre portée se fait au niveau de la zone comprimée de cette dernière. Il y a concentration de l'effort correspondant dans cette zone et non pas répartition sur la hauteur de l'âme. Il en serait certainement de même, bien que peut-être à un moindre degré, si les fissures avaient une inclinaison intermédiaire entre la normale à la fibre moyenne et 45° : les étriers traver-

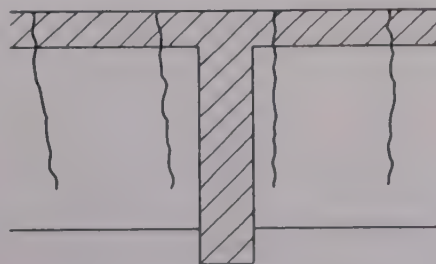


FIG. 10.



sant une de ces fissures ne pourraient pas équilibrer la totalité de l'effort tranchant. Si même les fissures de part et d'autre de la poutre porteuse étaient à 45° on pourrait douter que les étriers puissent atteindre leur tension

théorique en raison de la raideur de l'appui du béton comprimé sur l'âme de la poutre porteuse; il y aurait là encore risque de concentration de la réaction d'appui sur la zone de béton comprimé de la poutre portée.

## II. — ÉQUILIBRE DES CROISÉES DE POUTRES

Nous n'avons jusqu'ici évoqué que l'équilibre de poutres portées. Il est bien évident que les considérations que nous avons développées s'appliquent aussi aux poutres porteuses : chez elles aussi la résistance aux réactions d'appui mutuelles se localise du côté comprimé en cas de fissuration type Vierendeel et du côté tendu à l'about avec la fissuration type Howe. Dans le croisement de deux poutres, les zones résistantes de ces deux poutres ne seront pas nécessairement confondues au même niveau de leur volume commun. Cela dépend de la hauteur et de la disposition relative des deux poutres et de leur type de fissuration au croisement. Or, si les zones résistantes sont distinctes, l'équilibre du nœud ne pourra être assuré que si existent naturellement ou sont spécialement prévus les organes nécessaires pour transmettre de l'une à l'autre la réaction mutuelle d'appui. Nous nous proposons de passer en revue à cet égard les divers cas qui peuvent se présenter.

Remarquons tout d'abord que la croisée de deux poutres ne doit être un point faible de leurs armatures secondaires ni pour l'une ni pour l'autre. Si l'on a affaire, par exemple, à deux poutres de hauteur comparable, on peut ne pas mettre d'étriers dans leur volume commun si la largeur de chaque poutre est inférieure à la distance maximum admissible des étriers dans l'autre. Mais il ne faut pas que cette absence d'étriers soit une lacune dans la distribution des étriers d'une quelconque des deux poutres. On resserrera au besoin les étriers de part et d'autre de manière à trouver sur toute longueur  $z$  de poutre comprenant la croisée, une section d'étriers susceptible d'équilibrer l'effort tranchant.

Pour la commodité du langage, supposons dans le système de poutres croisées que nous considérons les poutres horizontales et sollicitées par leur poids propre et des surcharges pesantes, et à chaque croisée distinguons la poutre porteuse et la poutre portée par le sens de leur réaction mutuelle, la première étant définie comme exerçant sur la seconde une réaction dirigée suivant la verticale ascendante.

Nous supposons de plus, ce qui se rapproche des conditions habituelles, que le moment fléchissant dans une poutre portée à son assemblage sur une poutre porteuse est négatif si la première traverse la seconde, et nul si elle ne la traverse pas. Dans les deux cas, c'est à un niveau voisin de sa face inférieure que la poutre portée tend, du fait de sa fissuration, à appliquer sa réaction d'appui à la poutre porteuse.

### La poutre porteuse est soumise à un moment positif.

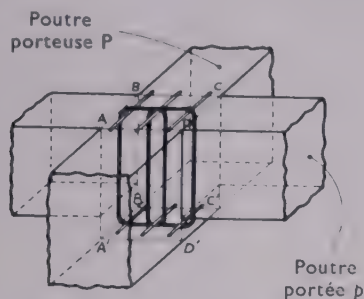
Examinons d'abord le cas où la poutre porteuse est soumise à un moment fléchissant positif et où sa fissuration peut être supposée se rapprocher du type Vierendeel. La résistance de cette poutre aux réactions d'appui est localisée à la partie supérieure de sa section.

Si la poutre portée est de faible hauteur par rapport à la poutre porteuse et si, placée à sa partie supérieure, elle s'enracine entièrement dans sa partie comprimée, la résistance de l'assemblage ne pose pas de problème. Mais si ces conditions ne sont pas remplies, la poutre portée peut s'appuyer en fait sur un des blocs découpés par les fissures de flexion dans la poutre porteuse en dessous de sa partie comprimée. La fissuration de ce bloc peut s'ensuivre suivant un plan horizontal. L'on peut alors craindre que des désordres plus ou moins graves ne se manifestent dans l'assemblage, si la partie inférieure du bloc n'est pas suffisamment reliée à la partie comprimée de la poutre porteuse pour que la réaction d'appui de la poutre portée puisse lui être transmise. La meilleure liaison à cet égard serait évidemment constituée par des aciers qui, traversant verticalement le bloc porteur et ancrés à ses parties hautes et basses, seraient susceptibles d'équilibrer la réaction d'appui. Ces aciers, on le sait, ont reçu le nom de suspentes. De telles suspentes sont généralement reconnues comme indispensables lorsque la poutre portée nettement moins haute que la poutre porteuse s'enracine à la partie basse de cette dernière. Mais, lorsque les deux poutres sont de hauteur sensiblement égale, il ne paraît pas impossible que divers éléments puissent concourir à assurer la sécurité de l'assemblage. En particulier la couture du bloc d'appui à ses voisins par les armatures principales tendues de la poutre porteuse semble pouvoir suffire à intéresser comme suspentes un nombre d'étriers de cette dernière poutre qui soit suffisant. Les essais que nous décrivons tout à l'heure ont été entrepris pour élucider ce qui se passe dans ce cas.

Si des suspentes sont jugées utiles, comment les constituer?

Si la poutre portée traverse la poutre porteuse, les suspentes seront constituées par des étriers de section suffisante. Il vaut mieux, semble-t-il résulter des essais, les disposer dans le volume commun aux deux poutres

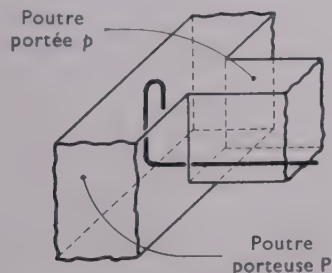
qu'à proximité: en tous cas cette proximité devra être immédiate. Si les poutres sont d'inégale hauteur, les dits étriers devront appartenir au système d'armatures secondaires de la poutre la plus haute, en général la poutre porteuse (fig. 11), pour présenter les meilleures conditions d'ancrage.



NOTA : Hourdis éventuel représenté.

FIG. 11.

Si la poutre portée ne traverse pas la poutre porteuse, on pourra relever verticalement les armatures principales de la première jusqu'au voisinage de la face comprimée de la seconde où on les terminera par des crochets à long retour assurant leur ancrage total (fig. 12). On pourra aussi ancrer totalement par courbure les armatures principales de la poutre portée à leur niveau dans la nervure de la poutre porteuse et assurer la suspension par des étriers de cette dernière, par une disposition analogue à celle qui a été employée dans la pièce d'essai en forme de T (cf. *infra*).



Hourdis éventuel non représenté.

FIG. 12.

Nos auditeurs nous ont fait remarquer qu'à la place des étriers on pouvait prévoir comme suspentes des armatures spécialement tracées comme il est indiqué à la figure 12 bis. Techniquement, la disposition correspondante est bonne. Elle entraîne une dépense d'acier supérieure à celle que comportent les étriers : parce que la traction totale dans les brins de suspension est non pas égale à la réaction d'appui, mais à cette dernière multipliée par l'inverse du cosinus de l'angle d'inclinaison de ces brins sur la verticale; parce que le volume relatif du métal employé dans l'ancrage sur le béton comprimé de la poutre porteuse est plus grand; parce qu'enfin seul peut être compté dans les armatures secondaires de la poutre

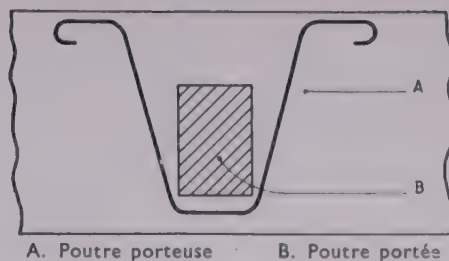


FIG. 12 bis. — Elévation schématique.

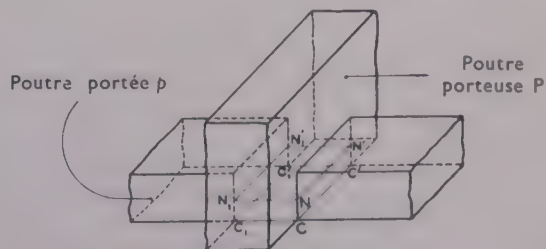
porteuse, le brin (ou les brins s'il y a plusieurs armatures parallèles) dont le sens d'inclinaison convient pour la résistance à l'effort tranchant.

### La poutre porteuse est soumise à un moment négatif.

Supposons maintenant que la poutre porteuse soit soumise à un moment négatif. Sa résistance aux efforts concentrés est localisée à sa partie basse. Une poutre portée s'appuie donc sur cette partie résistante, ou bien directement, ou bien par l'intermédiaire du béton de la partie supérieure de la nervure de la première poutre. Ces conditions d'appui ne posent en général aucun problème.

Supposons toutefois que la poutre portée ne traverse pas la poutre porteuse et que les faces inférieures des poutres étant dans le même plan, les armatures principales de la première soient très près de ce plan. On peut craindre en certains cas, en ancrant ces barres sans les relever, de concentrer la réaction d'appui sur une fraction insuffisante de la hauteur du béton comprimé de la poutre porteuse. Il conviendra alors de prévoir des suspentes. Si ces dernières sont réalisées par relevage et ancrage des armatures principales, cet ancrage n'a pas besoin d'être effectif au-dessus du niveau de la fibre neutre de la poutre porteuse.

Si la poutre portée traverse la poutre porteuse, on pourra craindre également de concentrer la réaction d'appui sur une hauteur insuffisante de béton comprimé, si la première poutre, s'enracinant à la partie basse de la seconde, est de hauteur réduite, large et fortement sollicitée. Il est difficile dans ce cas d'apprécier si des suspentes sont ou non nécessaires. Nous proposons la règle suivante. Considérons dans le volume commun aux deux poutres (fig. 13) dont les faces inférieures sont



Hourdis éventuel non représenté.

FIG. 13.



supposées dans le même plan, le parallélépipède  $C C' C'_1 C_1 N N' N'_1 N_1$  dont la face supérieure est au niveau de la fibre neutre de la poutre portée  $p$ . On supposera que la réaction de  $p$  est tout entière transmise à la poutre porteuse  $P$  par les faces  $N N_1 C_1 C$  et  $N' N'_1 C'_1 C'$  de ce parallélépipède. Soit  $t$  la contrainte de cisaillement moyenne d'une des faces sous l'action de l'effort tranchant correspondant et soit  $n$  sa contrainte de compression moyenne sous l'action de la flexion de  $P$ . Si la condition de MM. CHALOS et BÉTEILLE

$$t^2 \leq \frac{R'_b}{R_b} (R_b - n) (R'_b + n)$$

est vérifiée ( $R_b$  et  $R'_b$  sont les contraintes limites admissibles du béton à la compression et à la traction), on admettra qu'il n'est pas besoin de suspentes. Dans le cas contraire il conviendra d'en prévoir qui, eu égard aux conditions d'équilibre, devraient être disposées dans le volume commun aux deux poutres. Leur section devra pouvoir équilibrer la totalité de la réaction d'appui, car l'on ne peut additionner une résistance de béton comprimé et cisailé à une résistance d'acier, les deux liaisons n'ayant pas la même raideur et la première risquant d'être détruite sous la déformation susceptible de mettre en jeu la seconde.

### Assemblage à l'about d'une poutre porteuse.

Fixons maintenant notre attention sur les conditions d'équilibre qui se présentent lorsque la poutre porteuse est une console à l'extrémité de laquelle s'appuie la poutre portée. Les armatures principales de la poutre porteuse sont à sa partie supérieure et la résistance aux efforts concentrés de cette poutre est localisée près de cette armature. Il faudra en général suspendre la poutre portée. Si la suspension est réalisée par retournement vers le bas des armatures principales de la poutre porteuse, ces armatures devront être ancrées dans le béton comprimé de la poutre portée si cette dernière est continue sur l'appui (fig. 14).

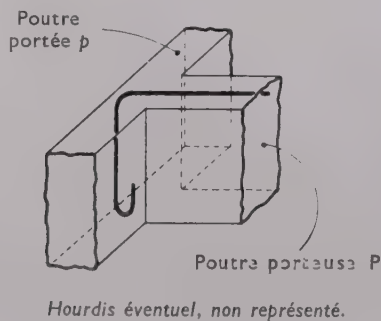


FIG. 14.

Elles devront se raccorder par adhérence aux armatures principales relevées de la poutre portée si l'assemblage correspond à un about pour cette dernière comme pour la poutre porteuse (fig. 15). Si la suspension est réalisée par étriers de la poutre porteuse, il faut s'assurer que ces derniers ne risquent pas de glisser sur les armatures principales de cette poutre malgré la courbure qu'elles peuvent présenter dans un plan vertical à leur ancrage d'about.

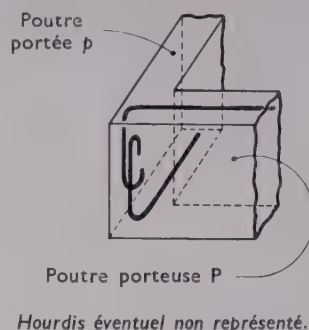


FIG. 15.

### Point de moment nul dans la poutre porteuse.

Il nous reste enfin à examiner le cas d'une croisée de poutres qui, sans être située à l'about d'une poutre porteuse, y correspond sensiblement à un point de moment nul. La fissuration éventuelle de l'âme de cette poutre ne peut être du type Vierendeel mais doit être supposée du type Howe. Or, une bielle à 45° du treillis Howe ne peut équilibrer que des efforts de compression, et d'autre part elle ne peut équilibrer un effort vertical qu'au niveau où un autre élément, béton de membrure comprimé ou armature principale tendue, existe pour équilibrer un

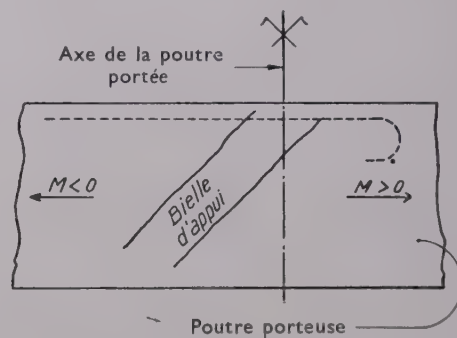


FIG. 16.

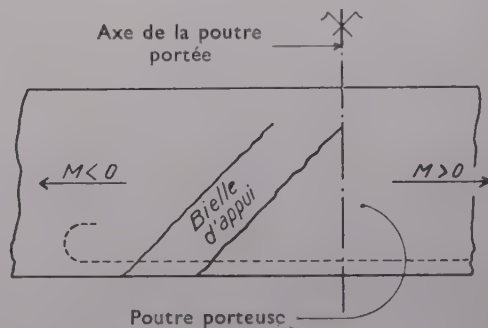


FIG. 17.

effort horizontal égal. Par conséquent, tout d'abord, la partie résistante d'une âme fissurée en treillis Howe, susceptible d'équilibrer une réaction d'appui verticale, se trouve toujours à la partie supérieure de cette âme; d'autre part, la bielle d'appui dont l'extrémité supérieure a même abscisse que la réaction d'appui verra la composante horizontale de sa compression (égale à la réaction d'appui) équilibrée à une de ses extrémités par le béton et à l'autre par l'armature principale tendue. C'est selon la position exacte du point de moment nul que l'armature intéressée est l'armature supérieure ou l'armature inférieure (fig. 16 et 17). C'est selon la disposition mutuelle de la poutre porteuse et de la poutre portée que l'on jugera

si des suspentes sont nécessaires pour reporter la réaction d'appui de cette dernière à la partie supérieure de la première. L'on prendra garde que des suspentes ou des étriers supplémentaires sont utiles à l'autre extrémité de la bielle d'appui à 45°, si cette dernière extrémité s'appuie sur l'armature tendue (fig. 17).

Les armatures principales intéressées devront enfin présenter la section suffisante pour équilibrer la composante horizontale de cette bielle, en sus de la section qu'il convient de leur attribuer pour résister aux autres charges agissant sur la poutre.

### III. — ESSAIS SUR CROISÉES DE POUTRES

L'analyse que nous venons d'exposer des conditions d'équilibre des croisées des poutres en béton armé est d'ordre logique et déductif et repose essentiellement sur l'assimilation de ces poutres à des poutres réticulées toutes théoriques.

Or, la fissuration transforme toute poutre en béton armé en une sorte de puzzle de blocs irréguliers, imbriqués, et cousus entre eux. Il faut contrôler par l'essai jusqu'à quel point le raisonnement saisit la réalité d'un tel système. Nous allons exposer ce que nous avons fait à cet égard.

Nous avons cherché à expérimenter dans celui des cas courants qui théoriquement paraît le plus dangereux : celui où la poutre porteuse est soumise à un moment positif. Il nous a paru instructif de choisir à l'intérieur de ce cas la circonstance où l'utilité de précautions n'est pas très apparente : l'égalité des hauteurs de la poutre porteuse et la poutre portée. Nous avons voulu essayer l'assemblage d'about d'une poutre portée, et l'assemblage où la poutre portée traverse celle qui la porte; et pour les deux, comparer une croisée munie de suspentes à une croisée semblable qui en était dépourvue.

#### Description et particularités des éprouvettes.

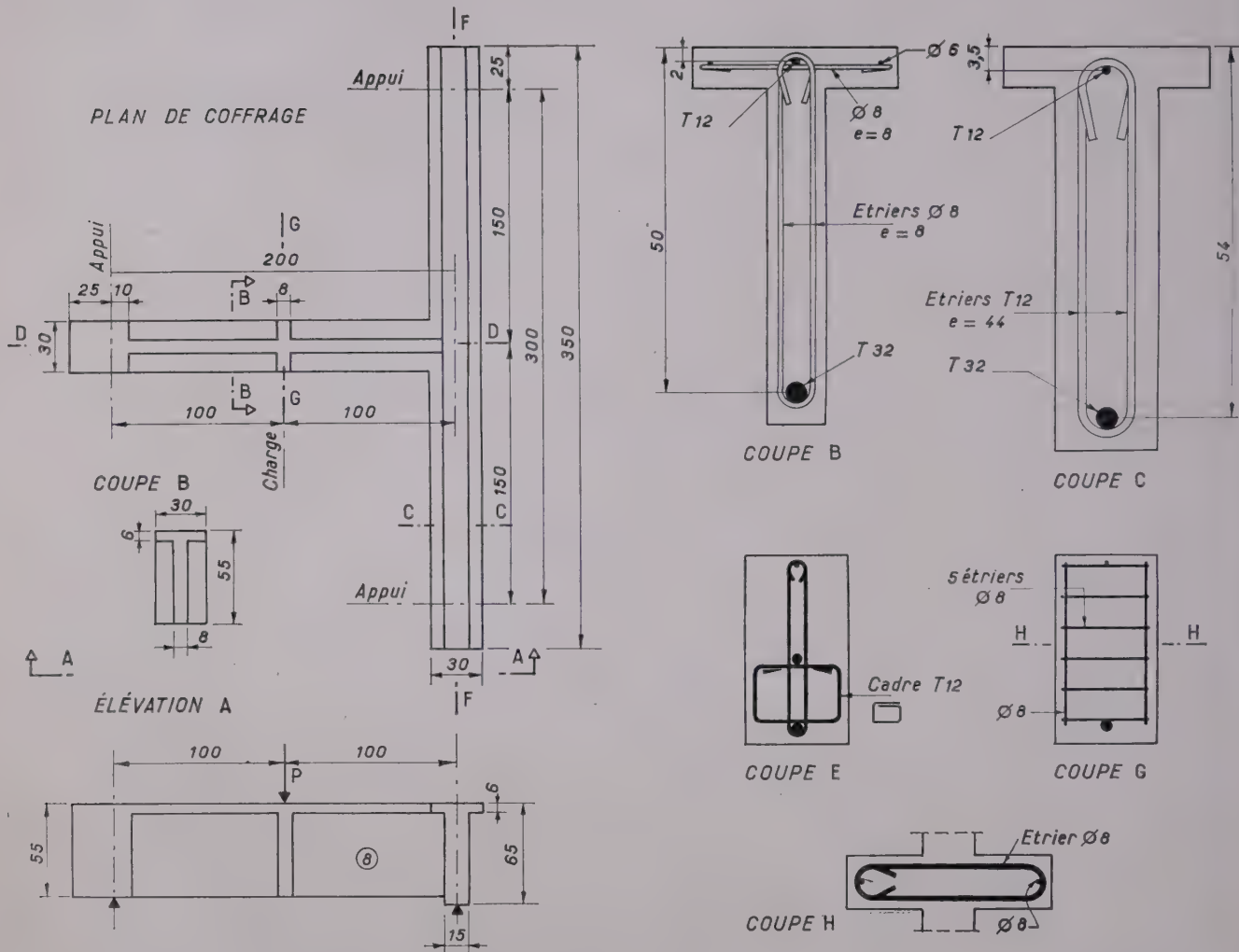
Nous avons à cet effet prévu deux types d'éprouvettes ou plutôt de pièces d'essai eu égard à leurs dimensions; une pièce dite « T » destinée à l'essai d'un assemblage d'about, et une pièce dite « croix » destinée à l'essai d'une croisée proprement dite. Les figures 18 et 19 définissent le coffrage et le ferrailage de ces éprouvettes. Pour chacune d'elles, deux types de ferrailage ont été prévus qui ne diffèrent que par la présence ou l'absence de suspentes à la croisée des poutres.

Le ferrailage d'une éprouvette est déterminé à partir de l'élément le plus faible par les procédés de calcul classique de façon à présenter une sécurité homogène et il est strictement réglementaire. Par exemple, pour le T, l'élément le plus faible est la poutre portée ou branche du T. La résistance est conditionnée par la flexion de cet élément. La charge de rupture théorique qui est de 30 t correspond à une contrainte de 40 kg/mm<sup>2</sup> dans l'armature Tor 40 de cette poutre. Tous les autres aciers sont dimensionnés pour ne pas être sollicités à plus de leur limite élastique sous cette charge. Dans la poutre porteuse, ou barre du T, les étriers ne sont même pas espacés des 4/5 de la hauteur de la poutre ce qu'eût permis le règlement des Ponts et Chaussées (espacement 44 cm au lieu de 47 cm admissibles). L'absence de suspentes a été obtenue en plaçant un intervalle d'étriers de 44 cm à cheval sur la croisée des poutres, et non pas en supprimant l'étrier d'une distribution théorique qui eût été dans le volume commun : c'eût été à la fois une faute technique et une contravention au règlement.

Pour la croix, c'est la flexion des poutres qui conditionne la résistance : pour deux charges de 9 t aux extrémités de la branche chargée, la limite élastique théorique de 40 kg/mm<sup>2</sup> des armatures en acier Tor est atteinte. L'espacement des étriers est voisin du maximum des 4/5 de la hauteur des poutres, soit 44 cm. La même remarque est à faire que pour le T sur la façon dont a été obtenue l'absence de suspentes : il n'a pas été supprimé d'étriers.

Une première série d'éprouvettes a été essayée en mars 1956. Une seconde l'a été les 10 et 11 avril 1956, devant les stagiaires de la session d'études de Saint-Rémy-les-Chevreuse. Au total ont été essayées huit croisées de poutres, deux de chaque type.





### Nº 1 : Sans suspentes

Nº 2 : Avec suspentes

FIG. 18. — Pièce d'essai dite : Eprouvette « T »

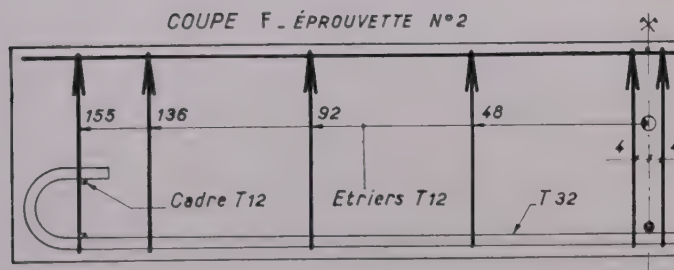
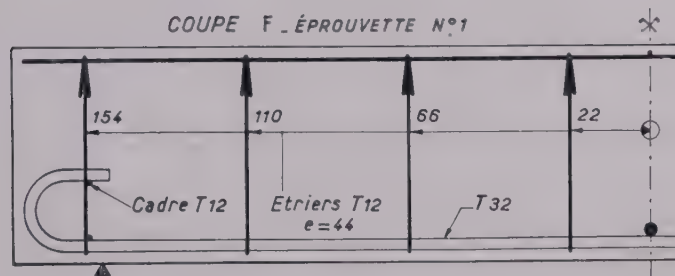
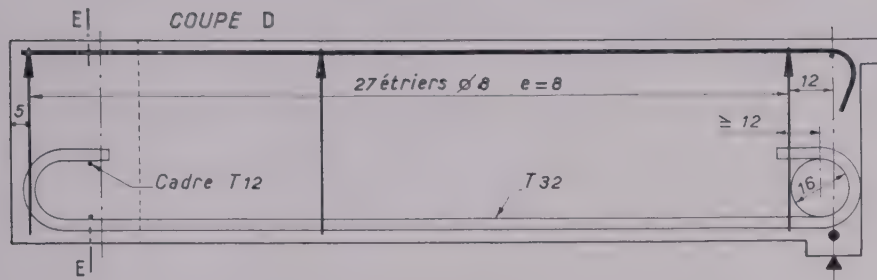
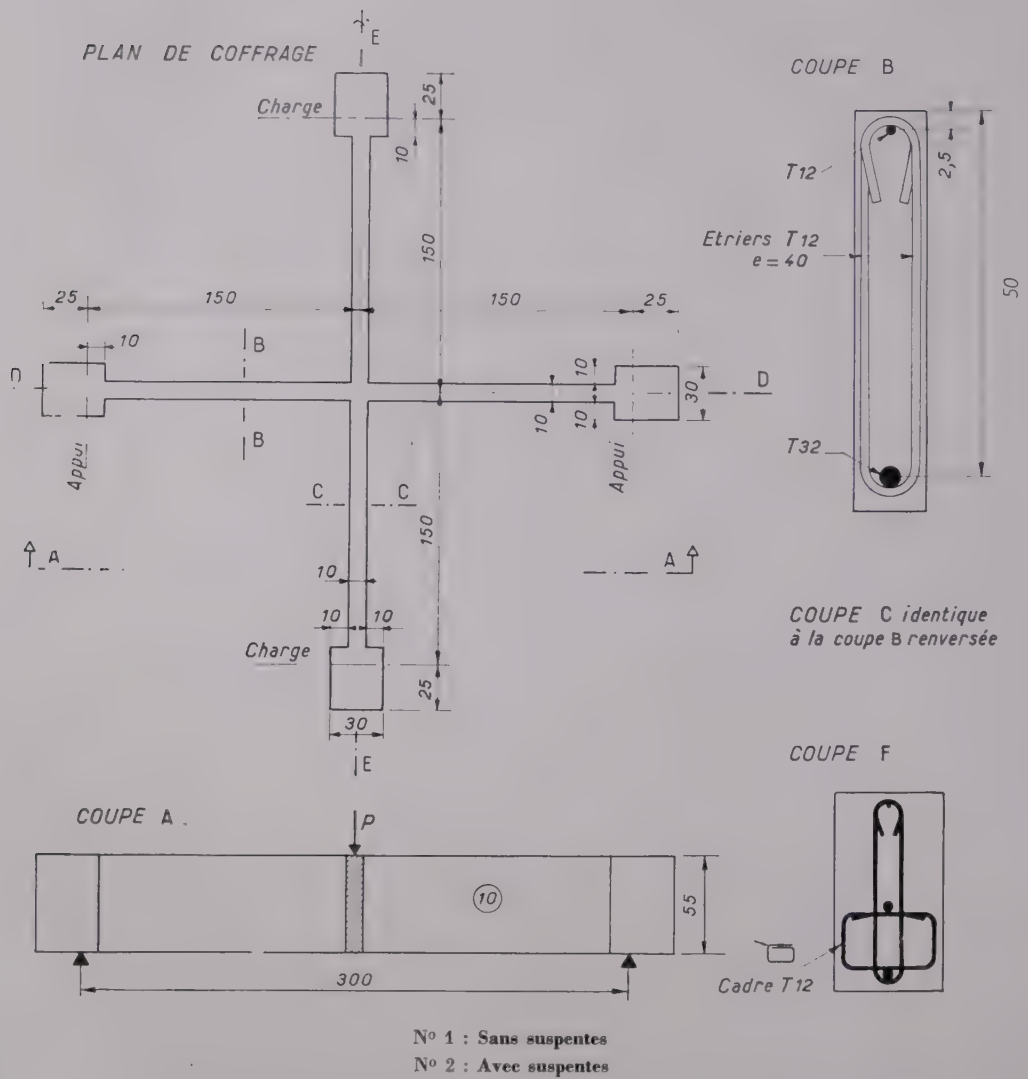


FIG. 18 bis.





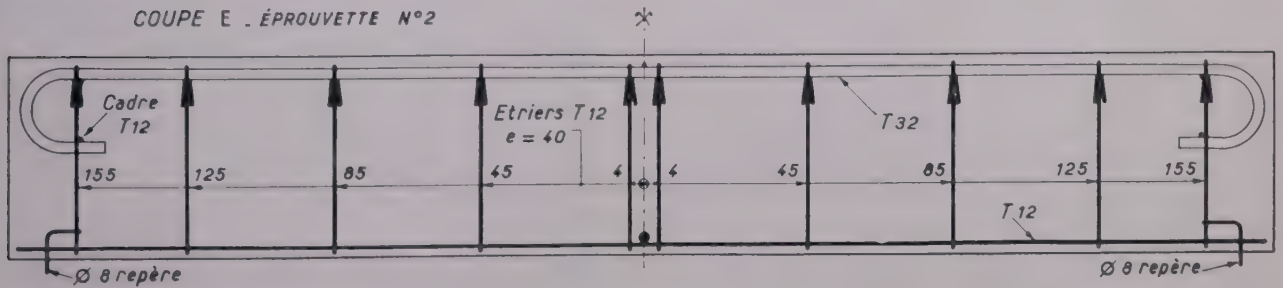
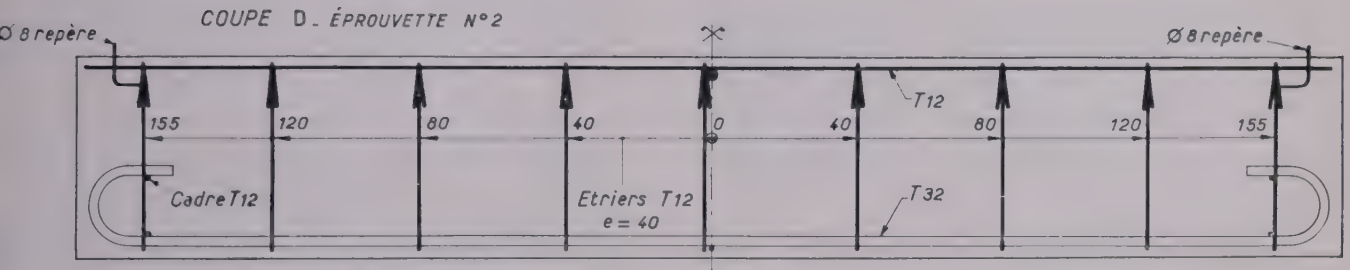
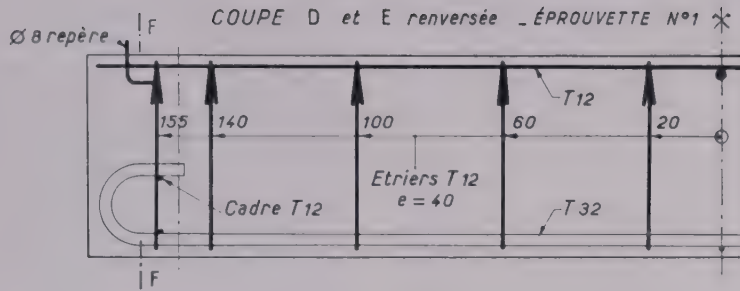


FIG. 19 bis.



## Description des essais des croix.

### 1° Essais de mars 1956.

Le résultat brut de l'essai des deux croix a été le suivant : la croix qui comportait des suspentes s'est rompue sous deux charges de 10 t. La croix qui n'en comportait pas s'est rompue sous deux charges de 10,7 t. Ce résultat peut avoir été influencé par la qualité du béton de ciment alumineux qui malheureusement n'était pas la même pour les deux croix. Mesurées pour chaque éprouvette sur trois cubes et trois prismes, les résistances de rupture du béton par compression et de traction par flexion ont été respectivement pour la croix sans suspentes de 485 kg/cm<sup>2</sup> et de 57 kg/cm<sup>2</sup> et pour la croix avec suspentes de 370 kg/cm<sup>2</sup> et de 46 kg/cm<sup>2</sup>.

Ce qui nous a paru plus significatif que le résultat brut de l'essai, ce sont ses apparences. La croix avec suspentes n'a montré aucun désordre jusqu'à la ruine dans la zone de la croisée des poutres. Les fissures dans ces dernières ont eu des apparences normales, et la rupture est survenue par la flexion d'une des deux poutres (fig. 20).



FIG. 20. — Rupture de la croix avec suspentes de mars 1956. La poutre soumise au moment négatif s'est rompue par flexion.

Au contraire, dans la croix démunie de suspentes sont apparues pour des charges de l'ordre des charges de service, soit 5 t environ (sur chaque vérin) des fissures d'aspect inquiétant qui pouvaient laisser croire que l'assemblage était d'ores et déjà en voie de dislocation. Ces fissures visibles sur les photographies affectaient les quatre angles intérieurs de la croix et séparaient le béton de cette dernière en deux morceaux effectivement distincts. Peu avant la rupture, les deux poutres croisées s'étaient nettement déplacées l'une par rapport à l'autre parallèlement aux réactions des vérins et des boursouflures étaient visibles à l'œil nu sur les faces supérieure et inférieure de l'assemblage, qui affectaient sur chaque

face la poutre qui y était comprimée. Visiblement l'armature tendue de chaque poutre était courbée au droit de l'assemblage et, appuyée sur les deux étriers les plus proches qui formaient suspentes, donnait appui au béton comprimé de l'autre poutre. La rupture s'est produite par l'écrasement sous l'action de la compression et du cisaillement combinés, du béton de chaque poutre contre l'armature tendue de l'autre (fig. 21a, 21b et 22).



FIG. 21a et 21b. — Croix sans suspentes essayée en mars 1956. Fissures des angles intérieurs peu avant la rupture.



FIG. 22. — Rupture de la croix sans suspentes de mars 1956.

## 2° Essais d'avril 1956

Les croix avaient été bétonnées ensemble. Le béton de ciment alumineux accusait une résistance de rupture par compression de  $506 \text{ kg/cm}^2$  (moyenne de cinq cubes).

La croix avec suspentes s'est rompue sous deux charges dont la valeur moyenne était de  $10,5 \text{ t}$  environ (un léger déséquilibre s'était manifesté entre les vérins). L'assemblage s'est bien comporté pendant l'essai : il n'a accusé aucune tendance à la dislocation. Il a été affecté de fissures capillaires, indices d'une mise en tension effective des suspentes. La rupture est survenue par flexion et cisaillement combinés d'une des poutres : une bielle courbe s'était formée dont l'about s'est écrasé à la croisée des poutres (fig. 23). L'extension des suspentes nous a paru avoir hâté l'écrasement de l'about de la dite bielle.

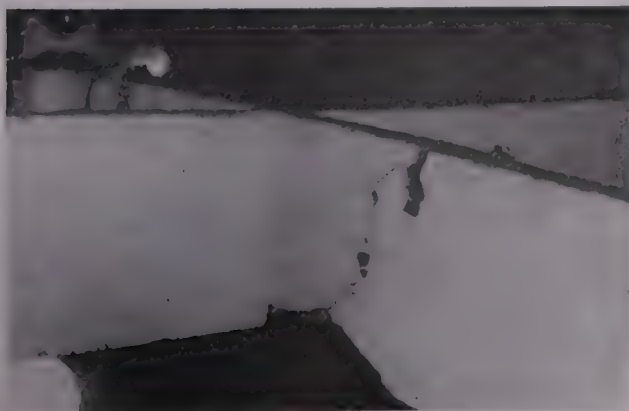


FIG. 23. Rupture de la croix avec suspentes d'avril 1956.

La croix sans suspentes dont la rupture est survenue sous deux charges de  $8$  à  $9 \text{ t}$  a montré des dislocations de l'assemblage des deux poutres, de même type que dans son homologue de mars. Le phénomène a été moins net parce que des désordres imprévus sont survenus par ailleurs : le béton d'une des branches s'est fissuré longitudinalement sur toute sa longueur au-dessus de l'acier de traction. Cette rupture d'adhérence a provoqué la formation d'une bielle courbe dont l'extrémité s'est écrasée à son appui sur la croisée des poutres (fig. 24).

## Description des essais des T.

### 1° Essais de mars 1956.

Les deux T ont été coulés immédiatement l'un après l'autre au moyen de deux gâchées successives du même béton de ciment alumineux. Les résistances de rupture par compression et de flexion par traction, mesurées sur chaque gâchée au moyen de deux cubes et trois prismes, se sont élevées respectivement en moyenne à  $394$  et  $49 \text{ kg/cm}^2$  pour le T muni de suspentes et  $428$  et  $55 \text{ kg/cm}^2$  pour le T sans suspentes. Les deux T se sont rompus exactement sous la même charge :  $41 \text{ t}$ . Mais le résultat brut de l'essai n'est pas plus significatif que pour les croix. Le comportement avant rupture et la rupture des deux éprouvettes ont été fort différents.

Le T muni de suspentes n'a jusqu'à sa ruine présenté aucune fissuration anormale. En particulier la zone de l'assemblage ne présentait aucun désordre. Les deux poutres ne présentaient que des fissurations normales explicables par la flexion et par l'effort tranchant. La branche du T ou poutre portée paraissait devoir périr par flexion quand la barre du T ou poutre porteuse s'est rompue brusquement d'une façon très particulière. Une fissure, d'une largeur de  $2 \text{ cm}$  environ au droit de l'assemblage, courant horizontalement sous sa table de compression avait séparé cette dernière du corps de la nervure dans la zone de l'assemblage et de part et d'autre. Cette fissure se raccordait à deux fissures d'effort tranchant typiques, qui préexistaient à la rupture, mais se sont élargies quand elle s'est produite. Au droit de l'assemblage, la face supérieure de la fissure portait l'empreinte des boucles terminales des étriers suspentes. Ces derniers, intacts, avaient suivi le mouvement de la nervure. La rupture nous semble devoir être attribuée à l'arrachage des suspentes lorsque la hauteur du béton comprimé de la poutre porteuse n'a plus été suffisante pour leur

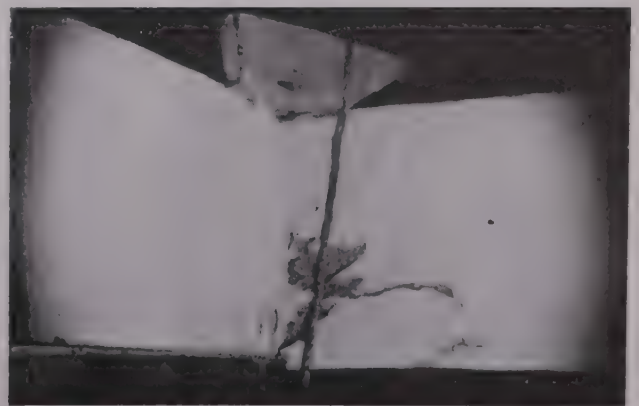


FIG. 24. — Croix sans suspentes d'avril 1956. Ecrasement du béton consécutif à une rupture d'adhérence de l'armature principale.





FIG. 25. Rupture de la poutre porteuse du T avec suspentes de mars 1956.

fournir un ancrage. Ce qui corrobore notre opinion c'est que la hauteur de béton comprimé était certainement très faible dans la poutre porteuse. Dans la poutre portée en effet, peu avant la rupture, la zone comprimée se réduisait à une fraction de l'épaisseur de la table de compression puisque sous la zone d'application de la charge les fissures de flexion qui existaient dans l'âme se propageaient dans cette table et étaient visibles sur sa face inférieure (fig. 25).

Pour le T qui ne comportait pas de suspentes, les désordres les plus caractérisés de la zone de l'assemblage

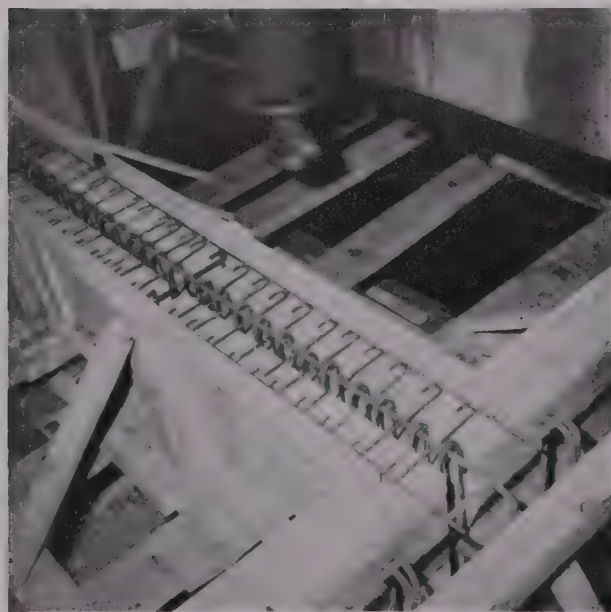


FIG. 26. T sans suspentes de mars 1956. Le ferrailage dans son coffrage.

sont apparus sur la face latérale, dite externe, de la nervure de la poutre porteuse du côté opposé à celui où s'enracinait la poutre portée. Des fissures de flexion et d'effort tranchant combinés s'y étaient ouvertes de part et d'autre du milieu de la poutre et dessinaient une sorte de V renversé, isolant ainsi un bloc qui semblait vouloir se détacher de la poutre. Il faut noter toutefois que ces fissures ne présentaient pas le même aspect sur l'autre face de la poutre. Sous la charge de 36 t, le bloc en forme de V renversé s'est fissuré horizontalement à mi-hauteur sur la face externe de la nervure, dessinant ainsi un A. La dite fissure horizontale n'était pas non plus visible sur la face interne de la poutre porteuse. Malgré des fissures supplémentaires, ces apparences se sont conservées jusqu'après la rupture sur la face externe de la poutre porteuse (fig. 26 et 27).

Sous 36 t la poutre portée présentait une fissuration à 45° de son âme près de l'assemblage qui intéressait la zone située au-dessus de la ligne à 45° partant de la base de l'assemblage.

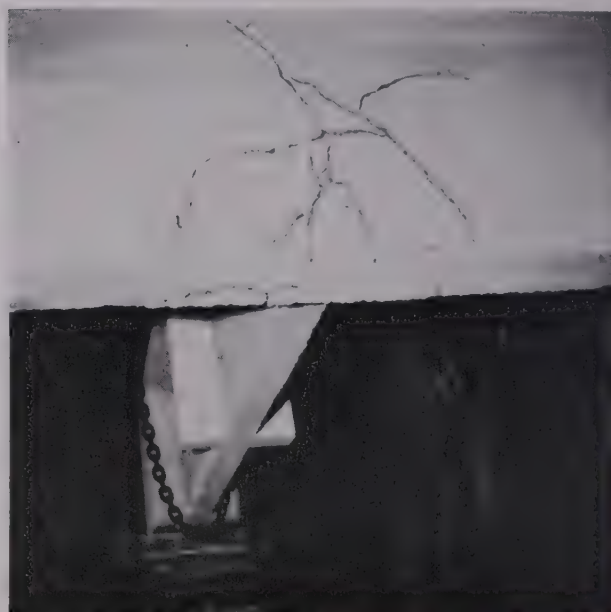


FIG. 27. — T sans suspentes de mars 1956. Fissures après rupture de la face externe de la poutre porteuse.

La barre oblique de droite de l'A dessiné par les fissures s'est doublée. Les fissures ont été noircies pour être plus visibles sur le cliché, excepté la partie supérieure de la barre oblique de gauche de l'A, qui s'est refermée à la rupture.

La rupture est survenue d'une façon inattendue : par la rupture par une compression à 45° de l'âme de la poutre portée à la base de l'assemblage (fig. 28).

La fissuration à 45° de l'âme de la poutre portée dans sa partie haute près de l'assemblage nous incite à penser que l'âme de la poutre porteuse a commencé par jouer effectivement le rôle de montant d'appui de la poutre portée. Nous pensons qu'il faut interpréter la fissure horizontale observée sous 36 t, sur la face externe de la poutre porteuse, comme une rupture par flexion de ce montant d'appui. A partir du moment où le montant d'appui a été rompu par flexion, seules ont pu intervenir dans l'équilibre de la poutre portée les bielles à 45° qui aboutissaient à la partie basse de l'âme près de



Fig. 28. — T sans suspentes de mars 1956. L'écrasement, à l'assemblage, des bielles de compression de l'âme de la poutre portée après la rupture.

l'armature. Cette circonstance contribue à expliquer la rupture survenue par compression de ces bielles.

Il était évident pendant les dernières phases de l'essai, peu avant la rupture, que les premiers étriers rencontrés de part et d'autre de l'assemblage jouaient un rôle essentiel dans la résistance de ce dernier et fonctionnaient comme suspentes.

## 2° Essais d'avril 1956

Les deux T ont été confectionnés ensemble au moyen d'un béton de ciment alumineux dont la résistance de rupture par compression au moment des essais était de  $512 \text{ kg/cm}^2$  (moyenne de quatre cubes). La charge de rupture du T avec suspentes a été de 41 t; celle du T sans suspentes de 40 t.

La ruine du T avec suspentes a présenté des apparences semblables à celles du T sans suspentes de mars : fissuration en V renversé de la face externe de la poutre porteuse; fissuration à  $45^\circ$  de la poutre portée s'étendant au-dessus de la ligne à  $45^\circ$  partant de la base de l'assemblage; fissuration horizontale du V renversé le transformant en A; enfin rupture par compression de la bielle à  $45^\circ$  de l'âme de la poutre portée aboutissant à la base de l'assemblage. Cette dernière rupture s'est compliquée d'une rupture d'adhérence de l'armature principale de la poutre portée, du côté de l'assemblage à la poutre porteuse, rupture décelée par une fissuration longitudinale. Aucune photographie de cette éprouvette n'a pu être réussie en raison d'un défaut de l'appareil utilisé.

Dans le T sans suspentes la fissuration avant rupture a été tout à fait analogue à celle du T précédent. La seule différence est que le V renversé s'est fissuré horizontalement, non pas à un seul niveau, mais à deux niveaux, au tiers et aux deux tiers de sa hauteur. La rupture a revêtu un caractère particulier : elle s'est produite d'une façon brutale et soudaine par arrachement au droit de l'assemblage d'un bloc de béton de la partie inférieure

de l'âme de la poutre porteuse, bloc qui est resté lui-même intact et solidaire de l'about de la poutre portée autour de l'ancrage de son armature principale (fig. 29).

## Enseignements des essais

Essayons de dégager ce que peuvent nous apprendre les essais précédents.

1° Il paraît démontré que les réactions d'appui mutuel des poutres peuvent être localisées à certains niveaux de leurs sections comme nous l'avons expliqué. Cette localisation est même apparue dans la plupart des essais.

La localisation au niveau du béton comprimé lorsqu'il y a un moment concomitant a été mise en évidence :

— Par les croix sans suspentes. Les fissures d'un assemblage étaient telles que les deux poutres croisées n'y avaient plus de liaison par leur béton. L'équilibre n'était possible qu'à la condition que le béton comprimé d'une poutre s'appuyât sur les aciers de l'autre.

— Par la croix avec suspentes d'avril 1956 puisque l'extension des suspentes qui reliaient le béton comprimé d'une des poutres à celui de l'autre s'y est produite.

— Par le T avec suspentes de mars 1956 puisque l'arrachement des suspentes à leur partie supérieure indique que la réaction d'appui de la poutre portée était, avant la rupture, appliquée au béton comprimé de la poutre porteuse.

La localisation au niveau de l'armature tendue à l'about d'une poutre en l'absence de moment concomitant s'est manifestée :

— Dans la rupture du T sans suspentes d'avril 1956 par arrachement de la partie basse de l'âme de la poutre porteuse;



Fig. 29. — T sans suspentes d'avril 1956. Rupture de l'assemblage. La poutre porteuse est à droite, la poutre portée à gauche.



— Dans les ruptures du T sans suspentes de mars et du T avec suspentes d'avril 1956 par écrasement de bielles d'effort tranchant aboutissant à l'ancrage de l'armature tendue :

— Dans toutes ces ruptures la localisation des efforts a été accentuée par la rupture par flexion des montants d'appui découpés dans les âmes des poutres porteuses.

Par la mise en évidence des effets de localisation en cause, les essais nous semblent confirmer les bases théoriques de notre exposé.

2° En ce qui concerne l'utilité des suspentes, bien que les charges de rupture n'aient pas été diminuées par l'absence de suspentes à l'assemblage même, des désordres se sont produits dans le cas des croix, qui avaient même pour la croix de mars 1956 un aspect inquiétant sous les charges de service ; la rupture du T sans suspentes d'avril 1956, si brutale, aurait pu, semble-t-il, se produire de la même façon sous une charge plus basse. Ces phénomènes semblent à première vue conduire à la conclusion que des suspentes sont nécessaires à l'intérieur du volume commun aux poutres d'une croisée ou à sa proximité immédiate.

Mais il faut remarquer que nos pièces d'essai, bien que réglementaires, avaient quelque chose d'outré par rapport aux errements de la pratique. Visant à la fois à simplifier les éprouvettes et à réduire leurs poids d'une part, et à solliciter fortement les âmes pour mettre les désordres possibles en évidence d'autre part, nous avons prévu des armatures principales d'une section unitaire exagérée vis-à-vis des sections du béton qui les entourait. Voulant de plus réaliser l'absence de suspentes par écartement des étriers sans diminution de leur nombre réglementaire nous avons donné à ces étriers des sections relativement trop importantes par rapport aux dimensions des poutres et des espacements excessifs eu égard aux sollicitations de cisaillement du béton. Or malgré ces conditions, dans les pièces dites sans suspentes, les premiers étriers, situés à une distance de l'axe de l'assemblage voisine de la moitié du bras de levier du couple élastique de la poutre correspondante, ont effectivement été intéressés en tant que suspentes (une exception est à signaler à cet égard, le T sans suspentes d'avril, mais l'ancrage de l'armature tendue de la poutre portée dans la poutre porteuse était réalisé, faute de place, dans des conditions qui eussent paru scabreuses en pratique). Par conséquent, dans des croisées de poutres normales où l'on eût rencontré des étriers mieux répartis, un certain nombre d'entre eux auraient effectivement joué le rôle de suspentes et les désordres eussent été réduits.

L'on peut ainsi, dans le cas qui nous occupe, celui des croisées de poutres de hauteurs égales, s'expliquer qu'il n'y ait pas de désordres en pratique, même en l'absence de suspentes spécialement prévues, pourvu que les distributions d'étriers soient correctes. On pourrait même aller jusqu'à penser que l'observation de cette dernière condition est suffisante. A cet égard, nous soulignons l'importance, fondamentale au point de vue de la sécurité, qu'il y a à ne pas diminuer le nombre des étriers d'une poutre parce qu'elle est traversée par une autre. La bévée, que nous avons rencontrée assez souvent dans ce cas, consiste à établir une répartition normale d'étriers sans tenir compte du croisement, et de supprimer purement et simplement ce que le croisement rend difficile à placer, généralement les étriers qui tombent dans le volume commun. Quitte à remanier les distributions d'étriers auprès des croisées de poutres, il est essentiel de conserver le nombre réglementaire d'étriers : de quoi équilibrer l'effort tranchant sur toute longueur égale au bras de levier du couple élastique.

Mais sur cette longueur, dans une poutre qui traverse l'assemblage, si comme dans nos essais, la réaction d'appui

se partage également entre les deux parties de la poutre, la section d'étriers rencontrée n'est susceptible d'équilibrer que la moitié de la réaction d'appui. D'autre part nos essais ont montré que les suspentes situées à une distance de l'assemblage égale au demi bras de levier du couple élastique ne pouvaient entrer en jeu sans que se produisissent certains désordres. Ces désordres nous paraissent pouvoir conditionner la sécurité dans le cas où les surcharges de calcul sont susceptibles d'être intégralement appliquées et surtout de se répéter ; d'autre part ils ne peuvent être qu'une source de litiges et de difficultés avec les maîtres d'œuvre. C'est pourquoi nous pensons qu'il est toujours sage et utile, sinon indispensable de prévoir dans l'assemblage, ou à proximité immédiate, les suspentes qu'exige la théorie que nous avons développée.

C'est dans le volume commun aux poutres que ces suspentes, constituées par des étriers, seront le mieux placées. A première vue il paraît y avoir là une complication de ferrailage. A la réflexion on s'apercevra qu'il n'en est rien, si les armatures principales de la poutre ferrillée en second lieu sont seules enfilées à travers la carcasse de la première et non les armatures secondaires.

3° Les essais des T où s'est produite la rupture par compression des bielles d'effort tranchant dans la poutre portée nous ont révélé un fait que nous ne soupçonnions pas : c'est que la résistance offerte par un about de poutre sur appui simple à l'effort tranchant ne dépend pas seulement de la constitution de cette poutre (section de l'âme, section et écartement des étriers, section et ancrage de l'armature principale) mais aussi, dans une très large mesure, des conditions d'appui de cette poutre et en particulier de la résistance de son montant d'appui.

Une comparaison directe de conditions d'appui opposées nous a été offerte par les T en cause : la poutre portée était chargée en son milieu ; ses réactions sur ses appuis étaient donc égales. Or, du côté où l'appui se faisait directement au sol par l'intermédiaire d'un appareil, la poutre était munie d'un montant d'appui. Ce montant n'était pas armé, mais comprimé par la réaction d'appui, il n'a manifesté de désordres dans aucun essai. A son contact, l'âme de la poutre était finement fissurée à l'effort tranchant. Il est probable que la rupture par compression des bielles de béton de l'âme n'aurait pu s'y produire que sous une contrainte théorique de cisaillement  $T/b'z$  de l'ordre de 30 à 40 % de la résistance de rupture par compression du béton, c'est-à-dire de l'ordre de 150 kg/cm<sup>2</sup> pour le T de mars et 180 kg/cm<sup>2</sup> pour le T d'avril, d'après de récentes expériences non encore publiées exécutées au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (ce qui veut dire que la poutre était insuffisamment armée pour que la rupture pût y survenir de cette façon).

Du côté de la poutre porteuse, la poutre portée s'appuyait sur le montant formé par la partie de l'âme de la première poutre que découpaient les fissures en V renversé signalées plus haut. Ce montant était probablement tendu ; en tous cas il n'était pas comprimé. Non armé en mars, armé en avril, il s'est fissuré sous l'effet d'un moment de flexion dont l'axe horizontal était parallèle au plan moyen de la poutre porteuse. La fissuration de l'âme de la poutre portée était, près de l'assemblage, plus accentuée que de l'autre côté. La rupture par compression des bielles découpées dans son âme est survenue dans les deux cas sous une charge de 41 t correspondant à une contrainte théorique de cisaillement  $T/b'z$  égale à 56 kg/cm<sup>2</sup> ( $T = 41/2 = 20,5$  t ;  $b' = 8$  cm ;  $z = 45,7$  cm). On voit combien les conditions d'appui ont influé sur la sécurité offerte par la résistance du béton de l'âme.

(Reproduction interdite.)

Série : **BÉTON PRÉCONTRAIT** (23)

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

SÉANCE DU 10 JANVIER 1956

SOUS LA PRÉSIDENTIE DE **M. Y. GUYON**

Ancien élève de l'École Polytechnique



(Photo Dautan, Pamiers.)

Massifs d'ancrage de l'usine Fiorio à Limoux.

## FABRICATION ET UTILISATION DES DIFFÉRENTS TYPES D'ÉLÉMENTS DE CONSTRUCTION EN TERRE CUITÉ ET BÉTON PRÉCONTRAINTS. FABRIQUÉS EN FRANCE

PAR **M. J. CHARRIÈRE**

Délégué général de l'Association pour l'Accroissement  
de la Productivité dans l'industrie des Tuiles et des Briques (A.PRO.TEB.)



## AVANT-PROPOS DU PRÉSIDENT

L'extension rapide de la céramique précontrainte a amené l'*Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics* à organiser cette séance, où un technicien très averti de la terre cuite, M. CHARRIÈRE, va nous exposer l'état actuel de la question et les perspectives.

La précontrainte est applicable à bien d'autres matériaux que le béton, et nous sommes à chaque instant amenés à défricher de nouveaux champs d'action.

La céramique a dès le début attiré notre attention.

Il y a longtemps que les corps creux en céramique sont utilisés, comme coffrages de planchers coulés sur place d'une part, et comme éléments de remplissage, porteurs ou non, entre poutrelles d'autre part.

Dans tous les cas, c'était finalement, vis-à-vis de la flexion dans le sens de la portée des poutrelles, un poids mort, et il fallait des avantages techniques et économiques bien considérables pour que le procédé ait pu se généraliser comme il l'a fait. Réduire le corps creux à ce rôle, c'est perdre bénévolement toute la résistance de la céramique, c'est-à-dire une énergie qui, avec les épaisseurs usuelles employées, peut être très importante vis-à-vis de celle du béton.

Il était donc tentant d'utiliser cette résistance, sans cesser de bénéficier des avantages, en particulier de la suppression de coffrages onéreux, en faisant collaborer la céramique avec le béton. Mais il faut pour cela faire ce qu'il faut pour assurer la collaboration. On passe ainsi de la céramique inerte à la céramique résistante.

En principe, cette association céramique-béton se fait en usine, sous la forme de poutrelles préfabriquées.

On a fait d'abord des poutrelles céramique-béton armé, dans lesquelles l'utilisation est loin d'être complète; elle peut même être très faible si la céramique n'est associée au béton que dans les zones tendues.

Vient alors la précontrainte, qui permet l'utilisation totale; il n'y a alors plus de poids mort, ni de béton, ni de céramique, tout travaille. C'est de ces procédés que nous allons parler ce soir.

Comme le béton, la céramique fournit à bon marché des résistances élevées à la compression, les résistances à la traction sont beaucoup plus faibles, mais toutefois en général notablement plus élevées que celles du béton, de l'ordre du double. La précon-

### RÉSUMÉ

Dans un bref préambule, l'auteur rappelle quelle a été l'évolution des matériaux de terre cuite sous l'effet des progrès techniques de fabrication. Les propriétés mécaniques essentielles de la terre cuite sont examinées : résistance à la compression, à la traction, module d'élasticité, adhérence terre cuite-béton. Les réalisations faisant appel aux qualités de résistance de la terre cuite sont brièvement évoquées. L'auteur aborde l'examen des techniques de précontrainte appliquées aux éléments de construction mixtes céramique-béton. Il donne successivement des indications concernant les divers types d'éléments actuellement fabriqués en France, les méthodes de fabrication sur longs bancs en insistant au passage sur certains aspects particuliers de l'association du béton à la terre cuite.

Après avoir commenté certaines réalisations ayant mis en œuvre des éléments de ce genre, l'auteur rappelle que les matériaux de terre cuite ont également leur place dans la préfabrication de panneaux de mur qui peuvent être assemblés grâce à une technique s'inspirant de la précontrainte. L'exposé se termine par la mise en lumière de l'effort consenti par les fabricants dans le domaine du contrôle régulier de leur production.

### SUMMARY

In a brief introduction, the author deals with the effects of the progress of manufacturing techniques on burnt clay materials. The essential properties of burnt clay, from the mechanical point of view, are examined: compression resistance, tensile strength, modulus of elasticity and adherence between burnt clay and concrete. A brief reference is made to applications where the resistant qualities of burnt clay are needed. The author discusses prestressing techniques as applied to building elements of combined ceramic and concrete. Indications on the various types of elements now being manufactured in France are given, the method of manufacturing of long beds is described and certain particular aspects of the association of concrete with burnt clay are emphasized.

After a commentary on certain practical applications of elements of this kind to existing constructions, the author gives a reminder that burnt clay materials have an equally important part in the prefabrication of wall panels, which can be assembled following principles inspired by prestressing technique. Finally, there is an appreciation of the great efforts made by manufacturers in the establishment of regular control of their products.

trainte de la céramique permet, comme pour le béton, d'utiliser l'excès de résistance à la compression dont on dispose à vide pour déplacer l'origine des contraintes en comprimant ce qui doit être ultérieurement tendu. Ainsi la matière est intégralement utilisée.

On peut d'ailleurs aller plus ou moins loin dans cette utilisation de la résistance de la céramique selon qu'on utilise pour former la table de compression, une dalle de béton coulée sur place — la poutrelle et les corps intercalaires formant coffrage — ou qu'on prenne pour table de compression la céramique elle-même.

C'est alors la céramique qui intervient et elle joue le rôle le plus important dans la collaboration, le béton ne jouant plus qu'un rôle de liaison et d'âme; liaison d'une part entre les éléments, d'une trentaine de centimètres de longueur en général, qui constituent la poutrelle, liaison d'autre part entre les aciers de précontrainte et la céramique; âme enfin, qui doit pouvoir résister à l'effort tranchant.

Naturellement, cela suppose un dessin parfaitement étudié des corps creux utilisés comme coffrage de la poutrelle, et des entrevous ou corps creux intercalaires, pour que les efforts soient correctement transmis.

On peut encore utiliser la céramique plus complètement, et M. CHARRIÈRE vous parlera de réalisations audacieuses de toute autre nature que les planchers.

Mais pour en rester sur le plan général de la céramique précontrainte, vous pensez bien que de nombreux problèmes se sont posés et se posent.

D'abord sur la qualité des terres, permettant d'obtenir les qualités requises de la céramique : résistance à la compression, à la traction, au cisaillement, module d'élasticité, avec des valeurs et des régularités suffisantes.

— Sur la mise en œuvre des bétons, leur granulométrie; sur le dosage en eau, compte tenu de l'essorage dû à la porosité de la céramique; sur l'avantage ou au contraire les inconvénients d'un réglage de cet essorage par imbibition des moules.

— Sur l'adhérence des aciers avec le béton, en fonction des rapports de section béton/acier réalisables.

— Sur les contrôles à opérer; contrôles sur les matériaux, éprouvettes à codifier, contrôle permanent des fabrications.

Ces problèmes vont vous être exposés ainsi que les solutions qui leur ont été données.

Comme pour tout procédé nouveau, l'étape la plus difficile à franchir est la mise en confiance complète de l'utilisateur.

Cette étape, le béton armé l'a connue; nous ne concevons plus ces réserves.

Le passage du béton armé au béton précontraint s'est fait avec moins de réticence parce qu'on transformait le matériau dans un sens qui donnait confiance; c'est-à-dire dans le sens de la ductilité. L'étape est franchie.

Pour la céramique précontrainte, il s'agit d'un passage moins spectaculaire, mais c'est tout de même un passage.

Si on ne se base que sur les surfaces de plancher actuellement en service dans différents pays, on peut considérer que l'étape de la confiance est franchie.

La céramique précontrainte est maintenant d'usage courant en France, en Angleterre, au Danemark, en Suisse, en Autriche, en Allemagne, en Italie...

Au point de vue de la production, l'Italie vient en tête avec huit à neuf millions de mètres carrés exécutés depuis 1947, avant la France, quoique la précontrainte soit une invention essentiellement française. Le potentiel de fabrication des usines françaises a toutefois considérablement augmenté ces derniers temps et approche maintenant du million de mètres carrés par an.

C'est donc, non par centaines de mille, mais par millions que se comptent aujourd'hui les surfaces en service. Rien ne saurait être plus probant au point de vue sécurité et statistique.

Il faut se souvenir, en effet, qu'un essai sous charges majorées dans un rapport de 2 par exemple, n'est qu'une façon pratique de s'assurer que, sous les charges de service et dans le cas où les résistances s'abaisseraient de moitié, la sécurité resterait assurée.

La probabilité de 1 sur 1 million qui sert de critère aux théories modernes de la sécurité est plus que vérifiée par l'expérience.

Mais il peut subsister dans certains esprits, des réserves. Ces réserves, il faut ou les dissiper ou les aplanir.

L'une d'elles est relative à la fragilité.

Ceux qui, depuis des années, manient journellement ces planchers peuvent dire que cette réserve est sans fondement. Elle ne pourrait d'ailleurs s'appliquer qu'à la période de construction, la céramique, une fois le plancher terminé, étant protégée sur trois faces et la quatrième, la face inférieure, étant précontrainte et solidaire de l'âme en béton.

Une autre plus sérieuse est relative à la résistance à l'effort tranchant. Elle disparaît à partir du moment où les âmes céramique-béton sont capables de résister à cet effort tranchant en toute sécurité. C'est une vérité de La Palisse; c'est toutefois tout un programme. Et s'il y a une dalle supérieure



coulée sur place, les liaisons avec l'âme doivent être telles que le cisaillement puisse être équilibré également en toute sécurité.

Les poutrelles et l'ensemble du plancher doivent, d'autre part, être conçus de façon que la sécurité à la rupture soit assurée, avec le coefficient voulu, en toutes circonstances.

Le calcul doit s'en assurer, l'expérience doit le sanctionner.

L'expérience peut d'ailleurs mettre en évidence des fonctionnements, dans la phase de rupture, différents de ceux que le calcul avait imaginés.

Il y a par exemple des solidarisations entre poutrelles que le calcul ignorait et que l'expérience révèle. Ces solidarisations ne sont possibles qu'avec des corps creux intercalaires monolithes, et convenablement dessinés. Il y a donc le plus grand intérêt à adopter de telles formes de corps creux et à tenir compte de ce que l'expérience nous révèle.

Tout cela n'est pas simplement un programme. Ce sont les idées qui ont présidé à l'élaboration des produits qui vont vous être présentées.

Cette élaboration est donc très éloignée de l'empirisme. Elle est très raisonnée.

Le travail, comme en toute matière, reste nécessaire, mais vous pouvez faire confiance complète à ce qui a été fait.

A ce qui a été fait sur le plan des réalisations, les industriels, et je nomme :

— La C.E.P.P.I. (*Carrières et Entreprises de Préfabrication et de Précontrainte Industrielle*), à Marseille.

— La Société Veran-Costamagna, à Nice,

— La Société Générale des Tuileries de Marseille,

— La Société Bétons moulés et précontraints, à Dampierre-les-bois dans le Doubs.

— La Société des Tuileries du Languedoc, à Limoux,

— La Société des Anciens Établissements Lartigue et Dumas, à Auch,

qui ont cherché des formes pratiques et sûres.

A ce qui a été fait sur le plan de la recherche, aussi bien du calcul que de la qualité, je nomme la STUP et ses ingénieurs et en particulier M. André DURANT, qui ont mis au point et lancé une formule française de plancher en céramique précontrainte. Et je dois faire une mention toute spéciale du remarquable organisme de contrôle et de conseil permanent qu'est le *Laboratoire de la Société Professionnelle des Produits de Terre Cuite*.

Il faut l'avoir visité pour comprendre combien le terme d'empirisme serait inexact et quel rôle actif et écouté il joue pour assurer la qualité et la régularité des produits à mettre en œuvre; depuis la recherche pure jusqu'à l'échelle semi-industrielle au laboratoire, et à l'échelle industrielle dans les usines qualifiées pour faire le travail dont on va vous parler. Une quarantaine de personnes, sous la direction de M. LABANSAT et de M. LAMER, ont étudié et mis au point ces problèmes avec l'aide des appareils les plus modernes et l'activité de cet organisme, sous la forme d'essais, de normes, d'assistance technique, ne cesse de croître.

Il faut encore ajouter que la question des constructions en béton et céramique précontrainte a pris une telle importance dans tous les pays qu'une Fédération Européenne s'est fondée pour l'étude en commun sur le plan international, de tout ce qui peut intéresser la profession.

\* \*

Je ne voudrais pas empiéter davantage sur le temps dont dispose M. CHARRIÈRE pour son exposé.

M. CHARRIÈRE est, comme je vous l'ai dit, un technicien très averti de la céramique; mais il l'est également de la précontrainte puisqu'il a participé à la reconstruction du quai Bellot au Havre. Il a donc tous les titres voulus pour vous parler du problème qui nous occupe.

Technicien chargé du service planchers à la *Fédération des Fabricants de Tuiles et Briques de France*, il fait partie à divers titres de la Fédération Européenne; M. CHARRIÈRE en est le Secrétaire Technique, et Membre de la Commission "Planchers".

## EXPOSÉ DE M. J. CHARRIÈRE

## ÉVOLUTION DES PRODUITS DE TERRE CUITE

Pour l'esprit non averti, l'application de la précontrainte aux matériaux de terre cuite semble s'apparenter plus à un chapitre d'Alice au Pays des Merveilles, qu'à une page nouvelle de l'évolution des matériaux. En effet, la terre cuite qui puise dans ses origines millénaires un légitime sentiment d'orgueil, y trouve aussi — bien involontairement — la source d'un préjugé défavorable en cette époque ouverte à la nouveauté.

Pour cette raison, et sans vouloir faire œuvre d'exégète, il me semble indispensable, avant d'aborder le vif du sujet, d'examiner comment et pourquoi la terre cuite peut être considérée comme un matériau résistant, corrolaire indispensable à l'idée de précontrainte.

La naissance du béton armé et son rapide développement ont profondément modifié le rôle des matériaux anciens. Tel qui, autrefois, supportait l'édifice, s'est vu peu à peu relégué au rôle moins brillant du remplissage. Au règne envahissant de l'ossature, l'industrie de la terre cuite, s'appuyant sur l'évolution mécanique, a répondu par les produits creux fabriqués à la filière, remarquablement adaptés à la construction moderne, soucieuse de légèreté.

Très rapidement, on s'aperçut que la terre cuite ne perdait pas pour cela ses qualités mécaniques, indissolublement liées à la transformation de l'argile par le feu. Obéissant aux lois fluctuantes de l'histoire, la terre cuite découvrit dans le béton armé le tremplin idéal de son utilisation moderne.

Délaissant volontairement le domaine de la maçonnerie sur lequel il y a beaucoup à dire et à faire, je me bornerai aujourd'hui à examiner la terre cuite résistante utilisée dans les planchers et ouvrages similaires, tout en me permettant, *in fine*, de dire quelques mots d'une utilisation particulière des panneaux de mur.

## QUALITÉS MÉCANIQUES ESSENTIELLES DE LA TERRE CUITE

Sous le terme de terre cuite résistante, il convient de dénommer les produits céramiques qui, incorporés dans un plancher ou un ouvrage quelconque, interviennent dans la résistance de ce dernier. La réglementation du béton armé se montre très rigide à l'égard des matériaux qui peuvent s'associer à lui. Toutefois, les règles BA.45, tout en gardant sur ce point une grande réserve, autorisent le constructeur à tenir compte dans une certaine mesure des corps creux incorporés dans les planchers. Il n'en demeure pas moins vrai que, dans la plupart des cas, la terre cuite utilisée dans les structures fléchies n'est considérée que sous la forme d'un simple coffrage, inerte et sans résistance propre. Cependant, des essais comparatifs effectués, d'une part, sur des planchers nervurés comportant des corps creux céramiques et, d'autre part, sur des planchers identiques sans interposition de corps creux, ont montré que la céramique participait effective-

ment à la résistance. Les coefficients de sécurité à la rupture des planchers sans corps creux se sont révélés inférieurs à ceux obtenus avec les planchers mixtes céramique et béton, la mesure des flèches donnant, de son côté, des résultats analogues.

Ces essais nous apportent donc la certitude que les qualités mécaniques propres de la terre cuite ne sont pas négligeables et justifient la préoccupation de nombreux fabricants de les exploiter. J'examinerai brièvement les qualités mécaniques essentielles de la terre cuite résistante.

## Résistance à la compression.

De nombreux essais de résistance à la compression pratiqués sur des corps creux dans le sens parallèle au filage, ont montré que des résistances en général supérieures à celles du béton sont obtenues avec de nombreuses terres. Une résistance moyenne à la rupture, de l'ordre de 450 à 500 kg/cm<sup>2</sup> de section nette a été enregistrée sur des produits de diverses provenances, certains produits ayant une résistance supérieure à 1 000 kg/cm<sup>2</sup> de section nette. Une résistance de 350 kg/cm<sup>2</sup> peut être considérée comme un minimum admissible, compte tenu du taux de travail considéré égal à celui du béton.

## Résistance à la traction.

Ainsi que je le soulignais précédemment, le bon comportement de la terre cuite à la traction a été mis en évidence, non seulement par des essais de laboratoire, mais plus empiriquement par les coefficients de sécurité à la rupture obtenus avec des planchers où il n'avait pas été tenu compte des corps creux lors des calculs. Ces coefficients apparaissent supérieurs à ceux déterminés théoriquement.

Jusqu'à ce jour, les essais de laboratoire effectués par les soins de la S.P.P.F.T.C. ont été des essais à la traction directe à la balance de Michaelis. Pour une terre cuite de Limoux (Aude) ayant une résistance moyenne à la compression de 550 kg/cm<sup>2</sup> de section nette, la résistance maximum à la traction est de l'ordre de 100 kg/cm<sup>2</sup>. Une méthode d'essai susceptible de limiter la dispersion est actuellement recherchée.

## Module d'élasticité.

Les laboratoires de la S.P.P.F.T.C. qui sont équipés avec le matériel Philipps pour la mesure du module d'élasticité par la méthode vibratoire, sont en possession de résultats qui montrent qu'en règle générale, le module d'élasticité instantané de la terre cuite est sensiblement égal ou supérieur à celui du béton. Il est intéressant, à ce sujet, de se reporter à une étude présentée par M. Georges Fiorio, lors de la réunion de la *Fédération Européenne des Tuiles et Briques*, à Munich, en février 1955. Sur la base d'une importante compilation des résultats obtenus dans divers pays, l'auteur précise les points suivants :



— L'usage courant de considérer le module d'élasticité instantané de la terre cuite comme étant égal à celui du béton est justifié à condition, toutefois, qu'une résistance minimum à la rupture par compression soit imposée à la terre cuite.

De l'examen des valeurs du module d'élasticité de la terre cuite connues jusqu'à ce jour, il ressort que ce module est supérieur en moyenne à 210 000 kg/cm<sup>2</sup> pour les produits ayant une résistance minimum à la compression de l'ordre de 350 à 400 kg/cm<sup>2</sup>. Dès que cette résistance atteint une valeur inférieure, celle du module diminue sensiblement. Il convient donc, à la lumière de cette observation, de fixer une valeur minimum à la résistance de la terre cuite pour que les modules respectifs de la céramique et du béton puissent être considérés comme étant au moins égaux.

Sous l'angle de la précontrainte, il est non moins important de connaître le comportement élasto-plastique de la terre cuite. On sait que pour le béton, les déformations différées sous charge permanente se traduisent par une variation du module d'élasticité dont la valeur doit être considérée comme étant égale au tiers de la valeur du module instantané.

La déformation visqueuse de la terre cuite a fait l'objet d'une série d'essais en Italie, sous la direction de l'Ingénieur G. Dardanelli. Il est difficile d'établir des conclusions générales sur la base d'une seule série d'essais.

Cependant, il résulte de ces premiers essais que les déformations de la terre cuite sous charge permanente sont plus faibles que celles du béton, observation d'ailleurs confirmée sans ambiguïté par le Professeur Franco Lévi, de l'Ecole Polytechnique de Turin, dans son ouvrage « Fluage — Plasticité — Précontrainte », où il écrit :

« ... Les constructions en terre cuite ont le gros avantage d'être beaucoup moins sensibles que les constructions en béton aux effets de retrait et de fluage. Bien que l'on ait mis récemment en lumière l'existence d'un phénomène de fluage dans la terre cuite, il est certain que la déformation correspondante est assez restreinte. La terre cuite constitue donc une ossature beaucoup plus stable que le béton. Cependant, dans les structures précontraintes, le phénomène se complique car le béton de ciment subit un retrait et un fluage normaux, ce qui crée entre les deux matériaux un état de coaction complexe qui se traduit par le passage de la précontrainte du béton dans la terre cuite... »

#### **Adhérence terre cuite-béton.**

Pour ce qui concerne l'adhérence du béton sur la terre cuite, les nombreux essais sur poutrelles pratiqués jusqu'à ce jour montrent qu'elle a une valeur élevée, supérieure à celle de l'adhérence du béton sur le béton. Ces constatations empiriques donnent lieu actuellement à des recherches de laboratoire. La mise au point d'une méthode d'essai pour le contrôle de l'adhérence s'opposant au glissement du béton sur la céramique se révèle d'ailleurs délicate, de nombreux phénomènes annexes ayant tendance à influencer les résultats. D'après nos connaissances actuelles, l'adhérence semble avoir une relation avec la capacité d'absorption d'eau de la céramique. On a pu vérifier, notamment en Belgique, que l'emploi de briques de maçonnerie vitrifiées ayant une porosité très faible, s'était traduit par de nombreux déboires dus à un défaut

d'adhérence du mortier. Les fabricants italiens, s'appuyant sur de très nombreuses observations pratiques, estiment que les corps creux doivent avoir un coefficient d'absorption d'eau minimum de 15 % par rapport au poids du produit sec.

L'adhérence du béton sur la terre cuite est particulièrement appréciable dans les planchers où la table de compression en béton fait place à une véritable table de compression en terre cuite. La nécessité de croiser les joints de poutrelles et des entrevous pour éviter d'aligner les zones de moindre section conduit à rendre impossible le logement des armatures de répartition. Les essais de solidarisation transversale exécutés sur des éléments de planchers comportant cinq files de poutrelles avec leurs entrevous, ont montré que la flèche produite sur la poutrelle centrale par une charge concentrée était sensiblement égale à celle enregistrée sur les poutrelles de rive.

#### **Homogénéité des produits de terre cuite.**

Le manque d'homogénéité des produits de terre cuite est l'objection la plus fréquemment avancée à l'encontre de leur emploi tenant compte de leur résistance propre. Certes, les caractéristiques des produits varient sensiblement d'une usine à l'autre par suite des qualités différentes des terres utilisées et des divers procédés de fabrication. Cependant, nous pouvons affirmer que, dans le cadre d'une usine déterminée, l'homogénéité de la fabrication n'est pas une vue de l'esprit.

Au cours des dernières années, le contrôle régulier des mélanges de terre, leur broyage et malaxage, le réglage des filières, le processus de séchage, le contrôle des températures de cuisson, ont fait l'objet de nombreuses recherches de la part de la S.P.P.F.T.C. et les fabricants intéressés par la terre cuite résistante n'ont pas hésité à s'organiser, au prix de lourds investissements, pour obtenir des produits ayant des caractéristiques régulières. La plupart d'entre eux ne craignent pas de se prêter à des contrôles mensuels de laboratoire, destinés justement à corriger toute dispersion excessive dans les résultats obtenus. Nous verrons plus loin que pour ce qui concerne les éléments précontraints, l'utilisateur ne peut avoir aucun doute sur la qualité des éléments céramiques. Le proverbe qui dit que la précontrainte vaut ce que vaut le béton, peut être appliqué à la terre cuite sans restriction.

#### **Applications.**

Dotée de cet ensemble de caractéristiques, la terre cuite résistante a donné lieu à de nombreuses applications tant en France qu'à l'étranger et notamment en Italie. Faisant appel au calcul du béton armé classique, de nombreux planchers ont été mis au point, se caractérisant notamment par le remplacement de la table de compression en béton par une table céramique, la diminution très sensible de la section de béton dans les nervures dont le rôle de liaison par adhérence devient essentiel, la réduction du poids propre qui sous-entend une économie sensible d'acier.

Les planchers ne sont qu'un aspect de cette utilisation et d'autres seront surpris par la multiplicité des ouvrages réalisés et réalisables avec la terre cuite armée : arcs et poutres triangulés, voûtes tendues, coupoles, charpentes, sous-toitures.

## ÉLÉMENTS EN TERRE CUITE ET BÉTON PRÉ-CONTRAINTS

L'idée de soumettre des éléments mixtes terre cuite et béton à une précontrainte n'est pas toute nouvelle, l'utilisation particulière de la terre cuite que nous venons d'examiner lui ayant ouvert la voie. Les planchers céramiques, du fait de leur légèreté et de leur parfaite stabilité physique ont toujours joui de la faveur des constructeurs et rien n'a été plus naturel que de les adapter aux techniques de précontrainte dont les avantages ont été mis d'abord en lumière dans les ouvrages d'art.

Alors qu'en Suisse un premier procédé a été lancé avec succès il y a une dizaine d'années, il faut attendre 1953 pour que les premières tentatives soient faites en France, à Marseille. Cet apparent retard est d'ailleurs vite comblé puisqu'aujourd'hui six usines fonctionnent, dont le potentiel global atteint 800 000 m<sup>2</sup> par an. Une seule usine exploite le système d'origine suisse Stahlton, les cinq autres sont licenciées de la STUP. Nous examinerons séparément ces deux procédés qui, bien que faisant appel l'un comme l'autre à la précontrainte par fils adhérents, sont sensiblement différents quant à la conception des poutrelles.

(Plusieurs autres usines sont en cours de construction. L'usine créée par la Société Lartigue et Dumas à Auch (Gers) a commencé sa fabrication en avril 1956.)

## LE PROCÉDÉ STAHLTON

### Conception.

Dans ce procédé, il ne s'agit pas, à proprement parler, de poutrelles, mais plutôt de planches céramiques destinées à remplacer les armatures d'acier doux en fond de nervure. Chaque planche est constituée par une suite de briques comportant des gorges longitudinales dans lesquelles passent les aciers HLE qui, après mise en tension, sont enrobés par un mortier de ciment.

Les planches Stahlton peuvent être également utilisées sous forme de linteaux dans lesquels elles remplacent également les armatures. Ces linteaux doivent être complétés par une maçonnerie de briques normales perforées dont il est tenu compte dans le calcul.

### Fabrication.

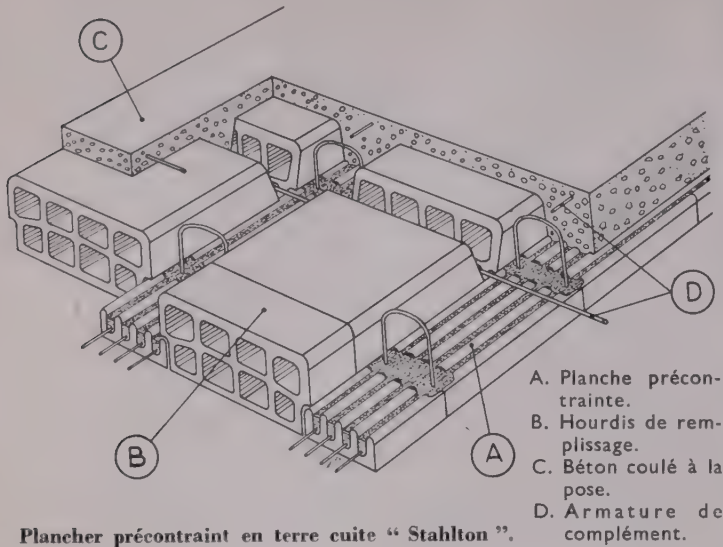
La seule usine française exploitant actuellement le système Stahlton est située à Riedseltz, dans le Bas-Rhin. Créée en 1954, elle dépend directement des *Tuiles Réunies du Bas-Rhin* qui lui fournissent les corps creux céramiques. La fabrication des planches s'effectue dans un bâtiment couvert de 1 500 m<sup>2</sup>, comportant quatre bancs de mise en tension de 75 m de long et 1,40 m de large, surélevés de 0,65 m par rapport au sol. La température ambiante est maintenue aux environs de 15°.



Voûte de 40 m de portée en éléments préfabriqués de terre cuite.

Publinter





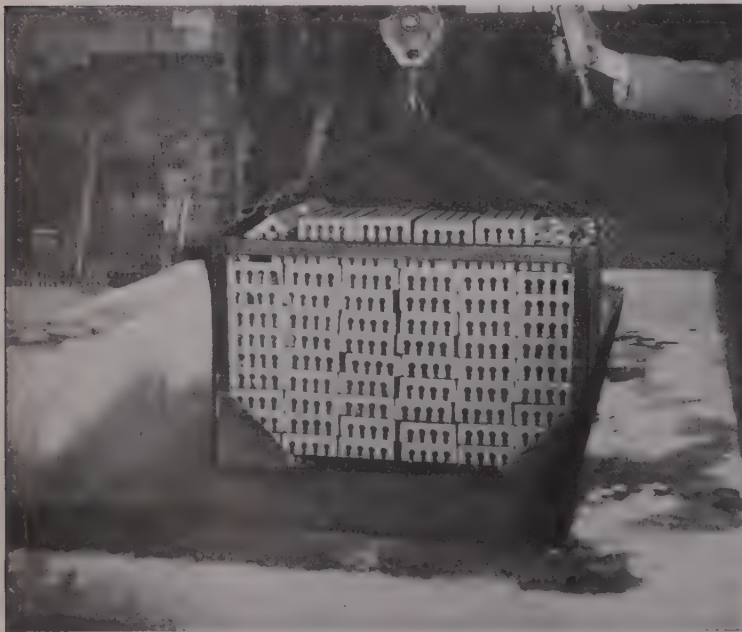
Plancher précontraint en terre cuite "Stahlton".

Après alignement des rangs successifs de briques à gorges sur le banc, les fils d'acier crenelés  $\varnothing$  3,2 mm ou 4 mm en provenance de la Sarre, ayant une résistance de 180 kg/mm<sup>2</sup> et une limite élastique de 155 kg/mm<sup>2</sup> sont mis en place par groupe de deux avec un treuil électrique, la tension à 120 kg/mm<sup>2</sup> étant contrôlée par dynamomètre. Après blocage des fils dans la plaque perforée du massif d'ancrage de tête, on procède à la coulée du mortier dans les gorges de briques. Ce mortier est réalisé avec du sable lavé du Rhin, le  $\varnothing$  maximum

des grains étant de 5 mm. Il est dosé à 550 kg/m<sup>3</sup> de ciment HRI. Sa résistance sur cube est de 220 kg/cm<sup>2</sup> à 28 jours.

Compte tenu de la faible section de mortier en contact avec la céramique et pour éviter sa dessiccation trop brutale sous l'effet du pouvoir absorbant de la céramique, les briques sont préalablement imbibées d'eau par trempage dans un bac.

La mise en place du mortier s'effectue à l'aide d'un petit appareil vibrant muni de socs en tôle pénétrant dans les gorges des briques. Les joints entre briques



Humidification des produits avant leur disposition sur le banc.



Machine semi-automatique de coulage et de vibration du béton dans les cannelures des éléments.

sont réalisés très simplement, un espace de 5 mm environ est réservé entre chaque brique pour favoriser la pénétration du mortier sous l'effet de la vibration. Avant que le mortier n'ait amorcé sa prise, les étriers en acier doux sont disposés dans les gorges, étriers qui doivent être relevés au moment de la pose sur chantier. La relaxation des aciers a lieu quatre jours après la coulée du mortier. La tension résiduelle des aciers est de 100 à 105 kg/mm<sup>2</sup>. Les fils en bout de planche sont coupés au chalumeau. Après nettoyage, les planches sont stockées sur parc pendant une huitaine de jours en moyenne. La faible hauteur des planches permet de constituer deux lits successifs sur chaque banc, ce qui favorise la rentabilité de l'installation.

Les poutrelles pour planchers sont fabriquées sur commande, tandis que les linteaux le sont massivement en vue de la vente au détail sur stock. La production mensuelle est actuellement de 10 000 m<sup>2</sup>, tous produits confondus pour une équipe de vingt-quatre manœuvres — rayon d'action maximum 200 km.

### Utilisation.

La pose des planchers Stahlton est semblable à celle des planchers préfabriqués classiques. Toutefois, la faible inertie des planches nécessite des fils d'étais tous les 1,50 m. Les planches doivent reposer d'au moins 5 cm sur les appuis. Après pose des entrevous, on procède au ferrailage complémentaire en acier doux : armatures chapeaux sur appui, armatures de répartition. Le coulage du béton s'effectue comme pour un plancher normal. Les étriers dont sont munies les planches assurent une liaison efficace avec la zone comprimée.

De par sa conception, le plancher Stahlton est un plancher relativement lourd, ce qui lui confère des qualités d'isothermie et d'isophonie assez remarquables. Toutefois, il ne permet pas de réaliser d'encorbellements. Les accidents de plancher tels que trémies, passage de conduits de fumée, sont réalisés comme s'il s'agissait d'un plancher en béton armé classique.

Les linteaux sont également d'une utilisation très simple. Le maçonnerie des briques perforées doit être soigné, les joints soigneusement remplis de mortier de ciment CPA 250/315. Leur excellent comportement sous les effets thermiques sont un avantage incontestable dans les façades enduites. Ils peuvent, d'ailleurs, être laissés apparents dans le cas d'utilisation de briques de parement.

### DIVERS SYSTÈMES SOUS LICENCE STUP

Cinq usines exploitent actuellement, sous licence de la STUP et de la Société PRECERBA, divers systèmes de planchers précontraints par fils adhérents.

Tous ces systèmes, bien que différents dans leur conception de détail, sont issus de la même famille. Alors que le procédé Stahlton fait appel à des briques rainurées où la section de béton est réduite au minimum, les divers systèmes STUP actuellement exploités s'apparentent plus nettement aux planchers préfabriqués classiques. Il ne s'agit plus de planches, mais de véritables poutrelles comportant une nervure en béton coulée dans des corps creux céramiques.

Les tendances techniques de chaque usine ont influencé l'évolution du profil de ces corps creux. Ces planchers peuvent être classés en trois catégories :

a) Le plancher type RI ou MA — qui a été le premier fabriqué — La nervure est coulée dans des corps creux alvéolés qui donne à la poutrelle mixte une section sensiblement carrée;

b) Le plancher type LI, où le fabricant exploite les caractéristiques mécaniques d'une terre cuite de haute qualité, notamment en substituant à la table de compression en béton une véritable table céramique;

c) Le plancher type INOV, où le fabricant a cherché à simplifier le profil des corps creux en le dépouillant de ses alvéoles.

Avant d'examiner successivement chacun de ces types de plancher, il convient de remarquer que deux conceptions semblent s'affronter, qui influenceront certainement l'évolution des planchers de ce genre : d'un côté, les partisans de la poutrelle alvéolée; de l'autre, ceux de la poutrelle à section pleine. J'aurai garde de prendre position pour l'une ou l'autre de ces conceptions, tout en remarquant que la poutrelle non alvéolée semble être moins fragile au transport et plus maniable à la pose.

### Fabrication.

Les cinq usines sous licences STUP et PRECERBA fonctionnent actuellement à ciel ouvert, ce qui ne pose pas de sujétions graves aux quatre usines méridionales. La cinquième, proche de Belfort, interrompt sa fabrication pendant les mois les plus froids.

Il est intéressant de connaître sommairement l'importance de chacune d'elles :

a) La première créée, l'usine de la CEPPI, à proximité de Marseille, appartient à une société indépendante de toute briqueterie ou tuilerie. Elle est équipée de quatre bancs de 50 m, cinq lignes de poutrelles pouvant être façonnées sur chacun d'eux. Sa production est actuellement de l'ordre de 6 500 m<sup>2</sup> par mois;

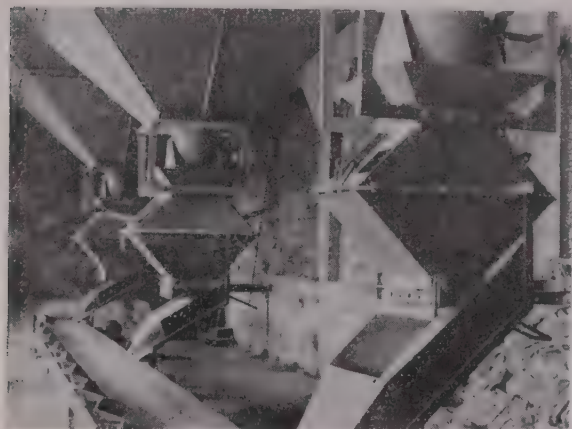
b) L'usine du Vallon, également située à proximité de Marseille, dépend directement de la Société des Tuileries Saccoman. Elle exploite une installation couverte primitivement étudiée pour la fabrication de planches Stahlton et qui comporte quatre bancs de 40 m surélevés. Cette installation est complétée par deux bancs de 106 m à ciel ouvert. Sa production atteint 10 000 m<sup>2</sup> par mois pour quinze hommes;

c) Seconde en date, l'usine de la Société Veran-Coslamagna, à Cagnes-sur-Mer, est actuellement la plus importante. Son développement a été spectaculaire. Aménagée en 1954, elle couvre aujourd'hui 14 000 m<sup>2</sup> de terrain, où se répartissent quatre bancs de 106 m et huit de 95 m, permettant de fabriquer 30 000 m<sup>2</sup> par mois avec trente-six hommes. Cette usine doit être prochainement complétée par un atelier couvert destiné à la fabrication de poutres lourdes en béton précontraint;

d) L'usine de Morvillars, établie sur les terrains de la Société Viellard-Migeon, est exploitée en participation par la Société Bétons moules et précontraints. Elle comporte quatre bancs de 105 m. Sa production, freinée par l'hiver, atteint 60 000 m<sup>2</sup> par an avec douze hommes;



e) L'usine de Limoux (Aude) dépend directement de la *Société des Produits Céramiques du Languedoc*. Ayant commencé à fonctionner en 1955, c'est la plus récente. Équipée de quatre bancs de 105 m, sa production atteint 10 000 m<sup>2</sup> par mois avec douze hommes.



Usine de Cagnes.  
Trémies de distribution des agrégats.



Usine de Limoux.  
Hall de l'usine de préfabrication des panneaux.



(Photo T & B.)  
Les bancs de l'usine de Morvillars.

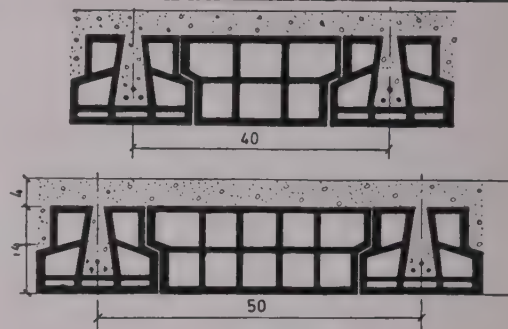
TYPES

COUPES DES PLANCHERS

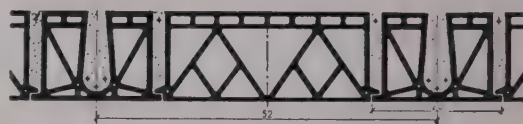
STAHLTON



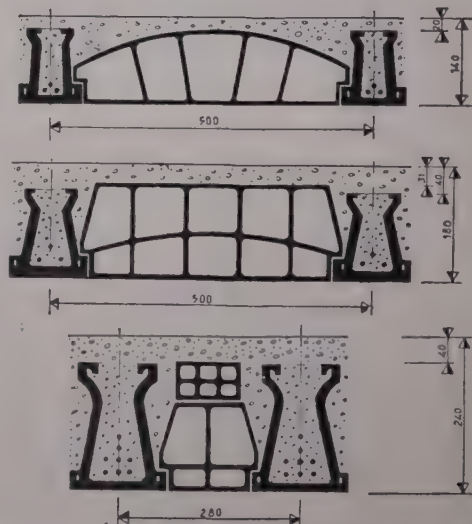
STUP "R. I."



STUP "L. I."



STUP "INOV"



LARGEUR DE LA POUTRE en cm	ÉPAISSEUR (cm)		POIDS DE LA POUTRE au m (kg)	ENTR'AXE DES POUTRES (cm)	POIDS MORT du plancher au m <sup>2</sup>		PORTÉE ADMISSIBLE SUR APPUIS LIBRES pour surcharge de (non compris poids mort du plancher)					
	sans chape	avec chape					150 kg		250 kg		350 kg	
							nombre de fils	portée (m)	nombre de fils	portée (m)	nombre de fils	portée (m)
15	15		18	44,5	115	210	4	4,15	6	4,10	6	3,72
15	10	14	18	44,5	100	220	4	4,20	6	4,40	8	4,40
15	12	16	18	44,5	110	257	4	4,38	8	5,28	8	4,84
15	15	19	18	44,5	120	309	4	4,62	8	5,78	8	5,32
15	18	23	18	35,5	150	366	4	5,48	8	6,90	8	6,40
19	14	18	30	20	200	295	3	7,80	3	6,90	3	5,85
19	14	18	30	30	150	245	3	6,50	3	5,70	3	5,20
19	14	18	30	40	130	225	3	5,60	3	5,10	3	4,75
19	14	18	30	50	120	215	3	5,30	3	4,60	3	4,25
12,5	8		13	12,5	147	est employé avec dalle céramique résistante	2	5,38	2	4,67	2	4,18
12,5	8		13	19,5	120		2	4,50	2	3,89	2	3,49
12,5	8		13	23	113		2	4,34	2	3,73	2	3,33
12,5	8		13	33	100		2	3,75	2	3,22	2	2,85
20	14		31	20	210		3	7,34	3	6,44	3	5,88
20	14		31	30,7	165		3	6,33	3	5,51	3	5,05
20	14		31	36	153		3	6,13	3	5,34	3	4,71
20	14		31	52	131		3	5,32	3	4,57	3	3,99
19	18		35	19	235		3	7,95	3	7,12	3	6,51
19	18		35	29,3	192		3	6,67	3	5,93	3	5,43
19	18		35	34,5	181		3	6,48	3	5,73	3	5,20
19	18		35	50	160		3	5,67	3	5,00	3	4,43
10	10	12	15	40	75	138	2	4,10	2	3,35		
10	12	14	16,8	50	75	150			3	3,95		
12	14	18	23,8	25	136	264	3	6,30	5	7,30	5	6,80
12	14	18	23,8	50	96	190	3	5,05	3	4,55	3	4,20
12	14	18	23,8	50	97	190	3	6,30	5	5,70	5	5,30
15	20	24	49,9	28	227	398	6	8,30	6	7,80	6	7,45
15	20	24	49,9	53	190	286	6	7,00	6	6,65	6	6,00
15	20	24	49,9	28	228	398	8	9,40	8	8,80	8	8,40
15	20	24	49,9	53	191	286	8	7,85	8	7,30	8	6,75

Si l'on fait abstraction partielle de l'usine du Vallon, tous les bancs de ces usines sont constitués par une dalle en béton coulée sur le sol, munie à chaque extrémité de massifs d'ancrage. Il est intéressant de remarquer que les quatre usines les plus récentes se sont équipées avec des bancs de grande longueur. Leur position au niveau du sol n'apporte aucune gêne aux ouvriers, la mise en œuvre du béton étant différente de celle examinée dans le système Stahlton. D'autre part, elle facilite les déplacements des engins de manutention sur l'aire de fabrication. Si le processus de fabrication est, dans son essence, semblable à celui décrit pour le procédé Stahlton, il en diffère toutefois dans le déroulement des opérations successives.

Les fils utilisés sont des laminés non calibrés de Longwy de  $\varnothing$  5 mm, ayant une résistance de 140-150 kg/mm<sup>2</sup> et une limite élastique de 120 kg/mm<sup>2</sup>. L'ancrage des fils est obtenu sur les massifs (voir photo de couverture), soit par des pipes autour desquelles ils sont enroulés, soit par des cônes "unifilaires" bloqués sur une plaque épaisse. La mise en tension se fait, non pas par groupe de deux fils, mais en une seule opération intéressant toute la nappe comprise sur un banc. Toutes les usines utilisent des vérins à groupe compresseur électrique agissant sur un palonnier. Le contrôle des tensions se fait par manomètre et par la mesure de l'allongement des aciers dont on connaît l'allongement unitaire.

Après mise en tension des fils dont la position est réglée par des peignes et des plaques perforées, on procède à la mise en place et à l'alignement des corps creux. Le façonnage des joints entre corps creux et dans leur partie basse doit être fait avec le plus grand soin avec une barbotine fortement dosée de ciment. Il est en effet nécessaire que la contrainte exercée par la relaxation des aciers s'exerce efficacement d'un corps creux à l'autre. Les défauts de façonnage dans les joints se traduisent à la relaxation par des contre flèches exagérées.

Après pose des armatures complémentaires, telles que frettes d'extrémité, étriers, crochets de manutention et des plaques d'obturation d'about, les corps creux sont dépoussiérés au jet d'eau à haute pression pour éviter tout défaut d'adhérence. Cette opération ne doit pas être confondue avec celle examinée dans le cas du plancher Stahlton. Il ne s'agit pas d'imbiber d'eau les corps creux, mais seulement de les nettoyer.





(Photo Bérard, Nice.)

Mise en place d'éléments céramiques " R. I. ".



(Photo Daujan, Pamiers.)

Plaques d'about de poutres.

Le coulage du béton dans les planchers du type STUP a donné lieu à de nombreux commentaires de la part des techniciens non familiarisés avec l'association du béton à la terre cuite. Le problème à résoudre n'est pas simple puisqu'il s'agit d'obtenir un béton aussi résistant que possible, donc très compact, facile à mettre en place dans des sections relativement élancées et étroites et, enfin, ne devant pas être influencé défavorablement par la capacité d'absorption d'eau des corps creux.

Deux solutions se présentent à l'esprit : l'une, qui consiste à utiliser un béton ferme, mis en place par pervibration dans des corps creux préalablement saturés d'eau; l'autre, au contraire, faisant appel à un béton relativement liquide, mis en place sans vibration dans des corps creux dépoussiérés, mais non saturés d'eau. Nous avons vu que dans le cas Stahlton, la première solution est la seule convenable, compte tenu des sections respectives du mortier et de la terre cuite. Dans le cas des planchers du type STUP comportant une nervure en béton, le rapport des sections est très différent — ce qui a conduit toutes les usines à choisir la seconde solution — basée justement sur l'exploitation de la capacité d'absorption d'eau de la terre cuite. Cette question a été suffisamment controversée pour que je m'y attarde un peu.

La première solution semble, certes, la plus rationnelle. Toutefois, la nécessité de saturer d'eau les corps creux présente de nombreuses difficultés. La fabrication s'effectuant à l'air libre sur des bancs de grande longueur et les corps creux devant être imbibés d'eau avant le façonnage des joints, il est certain que le pourcentage d'humidification variera d'un corps creux à l'autre, la terre cuite ayant une grande rapidité de dessiccation. De ce fait, il est certain que le béton de consistance ferme qui sera coulé et vibré subira, de la part de la terre cuite, un essorage irrégulier ayant pour conséquence de nuire à l'homogénéité de la fabrication.

Exploitant l'avis exprimé par M. J. Faury dans son ouvrage « Le Béton », selon lequel : « la maniabilité d'un béton frais est l'ensemble des qualités pratiques



(Photo Daujan, Pamiers.)

Opération de coulée à l'aide d'un lift " Salev " (usine Fiorio à Limoux).



Opération de bâtissage; coulée de joints inférieurs.

(Photo Daujan, Pamiers.)

que doit posséder un béton pour être transporté et mis en place sur le chantier aisément et sans risque de malfaçon », les fabricants ont considéré qu'il était préférable d'utiliser un béton très plastique, de consistance « fluide » en vue d'une mise en place sans serrage mécanique, mais par simple piquage. L'excédent d'eau contenu dans de tels bétons est absorbé par les corps creux dépoussiérés et secs, dont on connaît le coefficient d'absorption d'eau. C'est sur la base de ce coefficient et de la surface de terre cuite en contact avec le béton que le dosage en eau est établi en tenant compte, d'ailleurs, de l'état de siccité des corps creux — comme s'il s'agissait d'un agrégat.

Le processus d'essorage de l'eau excédentaire par la céramique, s'il peut s'apparenter à l'effet de vacuum, n'en possède pas toutefois toutes les propriétés puisqu'il n'en résulte pas un serrage aussi efficace des agrégats. Cependant, le phénomène de succion de l'eau par la terre cuite provoque effectivement, sous l'effet des tensions internes, un serrage appréciable des agrégats; on s'en aperçoit facilement en coulant une éprouvette dans un moule contenant un fond en terre cuite.

La composition granulométrique et le dosage en ciment ont été l'objet d'études minutieuses. La nécessité que j'ai soulignée d'utiliser un béton de consistance fluide pouvait faire craindre une forte ségrégation. D'autre part, le profil des corps creux donne lieu à un effet de paroi important.

Ces diverses raisons ont conduit les fabricants à adopter des bétons de granulométrie continue, où le plus gros agrégat ne dépasse pas 10 mm. Le dosage en liant est élevé, variant de 400 à 450 kg/m<sup>3</sup> de ciment HRI ou CPA 250/315. La proportion d'éléments fins est telle que le béton frais, malgré son dosage en eau élevé (220 à 280 litres par mètre cube selon les usines) ait une bonne cohésion et s'oppose à la ségrégation. Les bétons ainsi obtenus donnent des résistances à la compression de l'ordre de 250 kg/cm<sup>2</sup> à trois jours. L'essorage par succion provoque une pénétration des cristaux de ciment dans les pores de la terre cuite, qui favorise l'adhérence du béton sur la céramique.

L'application de ces méthodes dans les usines, après une mise au point délicate, donne d'excellents résultats confirmés par les essais sur poutrelles et

éléments de planchers. Les coupes pratiquées dans les poutrelles ne révèlent pas de défaut d'enrobage



(Photo Bérard, Nice.)

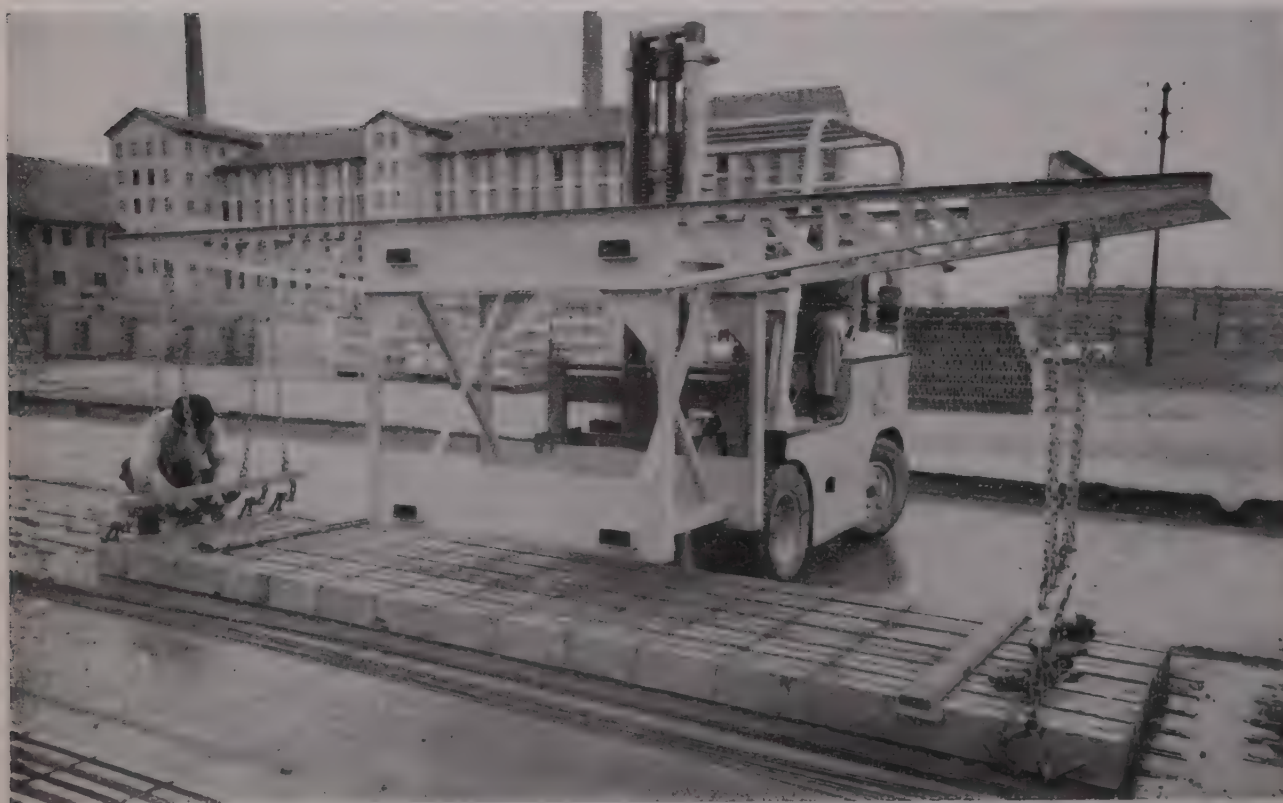
Le poste de bétonnage.





*(Photo Daujan, Pamiers.)*

**Contrôle de rentrée des fils (usine Fiorio).**

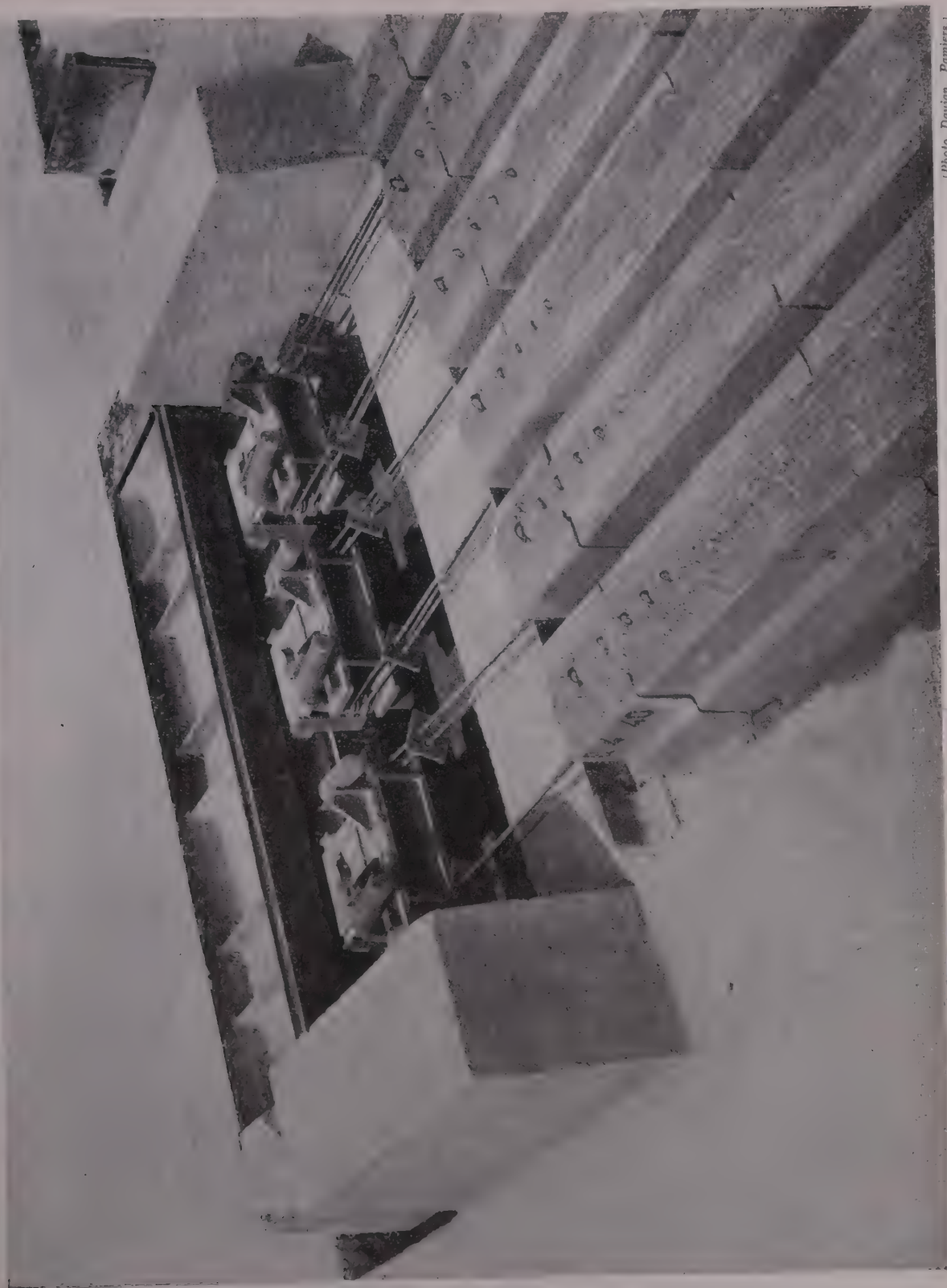


*(Photo Daujan, Pamiers.)*

**Enlèvement des poutres à Limoux.**

(Photo Daujan, Pamiers.)

Blocage des aciers par groupe à l'aide de pipes.







(Photo T & B.)

Stock de poutrelles à l'usine du Vallon (Marseille).

des armatures. Les fissures internes dues au retrait par ailleurs, de maintenir le béton en cours de durcissement dans un milieu humide, particulièrement appréciable en été.

La relaxation des aciers s'effectue quarante-huit heures ou trois et quatre jours selon les usines et la saison, après le coulage du béton. Cette relaxation du béton s'accompagne d'un gonflement des fils et du béton sous l'effet de Poisson. A l'origine, dans les poutrelles du type RI, des frettes spiroïdales étaient disposées dans les zones d'about pour s'opposer à un éventuel éclatement du béton. La pratique a montré que cette précaution se révèle inutile dans les poutrelles courantes, en raison du fretage exercé par les corps creux qui adhèrent fortement sur le béton. Pour obtenir des bétons de qualité régulière, les usines utilisent un matériel adéquat; trois d'entre elles sont notamment équipées de malaxeurs horizontaux à double train valseur.

Les fils sont coupés à la cisaille, un dépassement hors de la poutrelle d'environ 15 cm étant ménagé en vue de la liaison des planchers avec les chaînages ou les poutres. La rentrée des fils est attentivement contrôlée. Tout glissement supérieur à 2 mm donne lieu à un rebut, d'ailleurs très peu fréquent. Les poutrelles sont ensuite enlevées mécaniquement et stockées pendant quinze jours avant livraison. Un contrôle régulier des poutrelles est effectué dans les usines qui disposent d'un poste d'essai fixe constitué par un bras de levier.

L'essai de contrôle non destructif à l'effort tranchant est réalisé en appliquant une charge uniformément répartie aux quarts extrêmes de la poutrelle. Bien que plusieurs usines travaillent sur commande, certaines d'entre elles disposent d'un stock important en toutes longueurs, de 5 en 5 cm, qui permet de faire face sans délai aux demandes émanant de petites entreprises.

### Utilisation.

Les planchers que nous venons de décrire se prêtent à toutes les utilisations classiques. Leur conception permet de réaliser avec élégance les encorbellements. Dans ce cas, l'application de la précontrainte se fait à la partie supérieure de la poutrelle. Les poutrelles situées en porte à faux correspondent à une file d'entrevous du plancher en travée. Les poutrelles RI, MA ou INOV sont calculées en tenant compte d'un étaielement au milieu de la portée au cours du montage. Avec les poutrelles LI qui comportent leur table de compression, l'étaielement n'est pas nécessaire.

Nous avons choisi de vous présenter comme exemple démonstratif d'utilisation, le chantier actuellement réalisé à l'aérogare de Nice-le-Var, par l'Entreprise Triverio. Il s'agit de la couverture en terrasse du bâtiment de frêt, composée selon la section transversale du bâtiment, de quatre travées de 6,25 m. Les travées extrêmes sont limitées par les murs porteurs extérieurs, trois files de poteaux en béton armé supportent les travées intermédiaires. Le bâtiment de plan rectangulaire comporte sur tout son périmètre un auvent en porte à faux de 3,50 m de saillie. Cette dalle de 32 m de large et de 243 m de long a été entièrement réalisée avec le plancher du type RI, fabriqué à l'époque par l'usine de Cagnes.

Les poteaux espacés de 12 m d'axe en axe sont reliés entre eux par des poutres de 45 × 15 cm en béton précontraint par fils adhérents fabriquées dans la même usine. Le chaînage sur les murs extérieurs est également précontraint, ce qui contribue à donner une grande homogénéité à tous les supports longitudinaux. Les poutrelles écartées de 50 cm d'axe en axe sont disposées perpendiculairement à l'axe longitudinal du bâtiment. La dalle de compression varie dans son épaisseur pour assurer l'écoulement des eaux pluviales. Grâce à l'application d'une précontrainte transversale aux poutrelles effectuée *in situ* par des aciers HLE disposés dans la table de compression tous les 80 cm, cette dalle de 7 776 m<sup>2</sup> ne comporte aucun joint de dilatation et ne recevra pas de couche d'étanchéité. Une simple chape au mortier de ciment



(Photo T & B.)

Aérogare de Nice. Vue en sous-face de la toiture.

en tiendra lieu, soigneusement lissée au moment où apparaissent les premières fissures de retrait. Pour permettre le mouvement de la dalle sur les murs extérieurs sous l'effet des dilatations, la surface supérieure du chaînage a été munie de plots en caoutchouc dont l'épaisseur varie de 0 à 15 mm du centre à l'extrémité du bâtiment.

Le lanterneau central a été réalisé de la façon la plus simple en supprimant les entrevous entre poutrelles. Cette première expérience de suppression de l'étanchéité et des joints de dilatation sur une dalle d'une telle surface ne manquera pas de retenir toute l'attention des constructeurs.



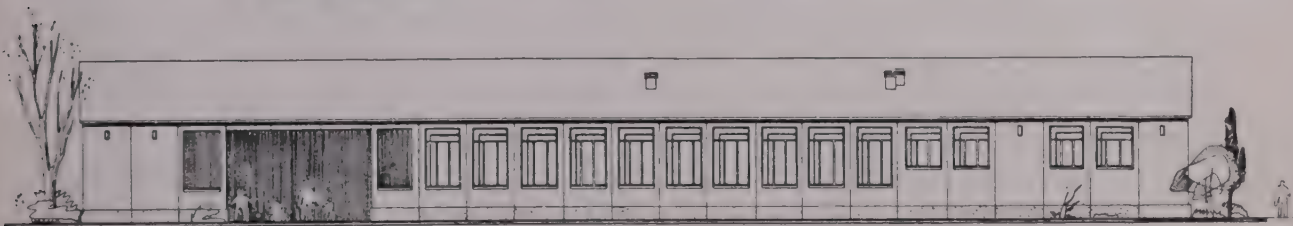
Aérogare de Nice. Mise en place de poutres préfabriquées en béton précontraint.

## PANNEAUX DE MUR EN ÉLÉMENTS DE TERRE CUITE ASSEMBLÉS PAR PRÉCONTRAINT

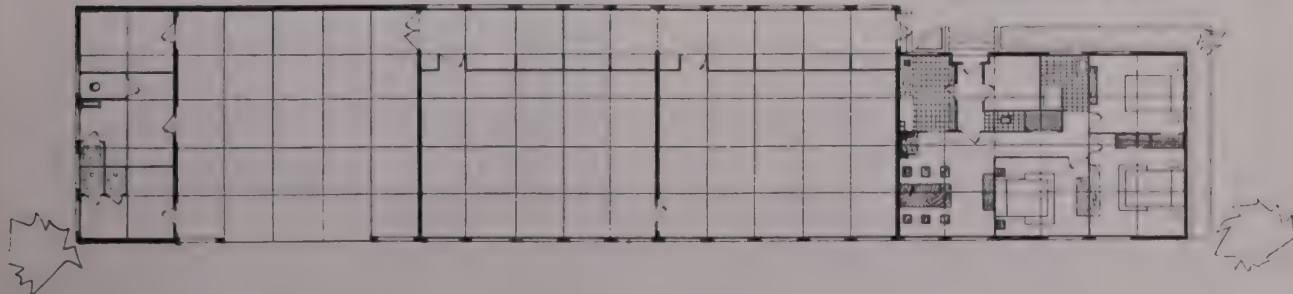
La précontrainte appliquée aux matériaux de terre cuite n'est pas limitée au seul domaine des planchers et des couvertures. Les réalisations de l'*Entreprise Fiorio*, de Limoux (Aude) nous en apportent la preuve. Ceux d'entre vous qui ont pu participer en 1954 aux « Journées Languedociennes du Bâtiment », organisées par l'*Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, ont visité le premier chantier scolaire faisant appel aux panneaux de murs PRECERAM. Ce chantier a été suivi par des dizaines de réalisations, où la préfabrication semi-lourde a prouvé son efficacité — rendue plus probante encore par les techniques de précontrainte.

Le principe de construction des écoles PRECERAM est basé sur l'emploi de panneaux de murs. Préfabriqués en usine, leurs caractéristiques sont les suivantes : largeur selon une trame de 1,75 m, hauteur correspondant à celle de l'étage; constitués par des corps creux céramiques liaisonnés par un cadre en béton légèrement armé, ils sortent d'usine munis d'un soubassement creux en béton armé formant semelle de fondation. Des perforations horizontales sont réservées dans les panneaux et les soubassements. Elles permettront le passage des câbles de précontrainte qui liasonneront les panneaux entre eux.

Transportés sur camions, aménagés à cet effet, les panneaux sont levés à la grue et déposés directement sur des semelles de propreté, parfaitement nivelées, ménagées dans des rigoles peu profondes selon le périmètre du bâtiment. Les câbles de précontrainte sont mis en place au fur et à mesure de la pose des panneaux qui sont maintenus, réglés en tête par des serre-joints. Lorsque tous les panneaux de façade et

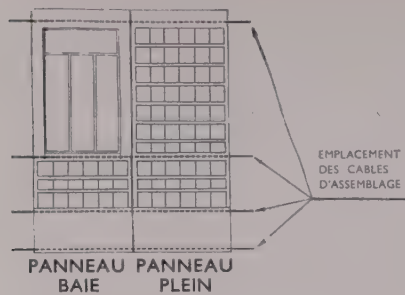


Façade et plan d'une école à deux classes et à logement.  
Techniques de préfabrication " S. Fiorio ", utilisation de panneaux " PRECERAM ".

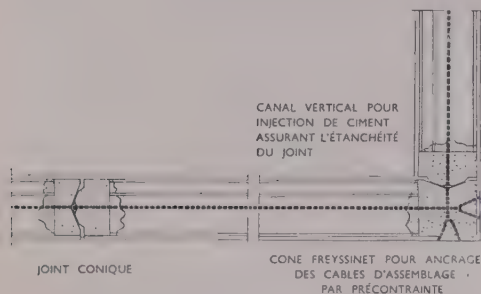




## VUE DES PANNEAUX DE FAÇADE

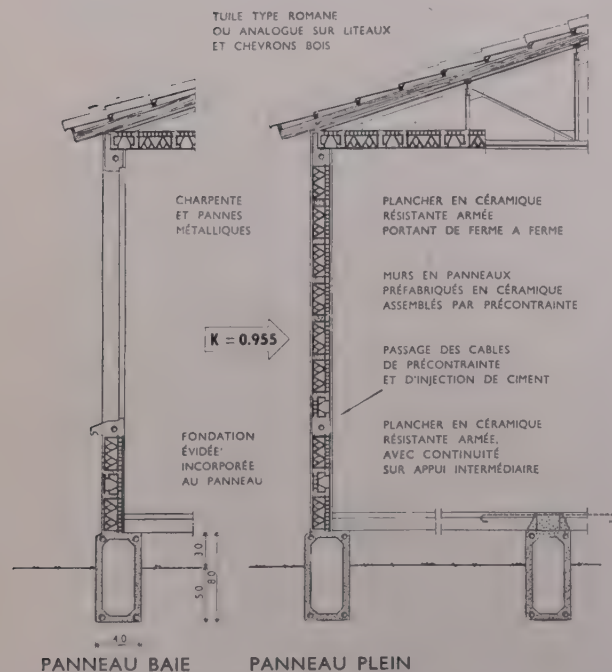


## DÉTAIL D'ASSEMBLAGE DES PANNEAUX

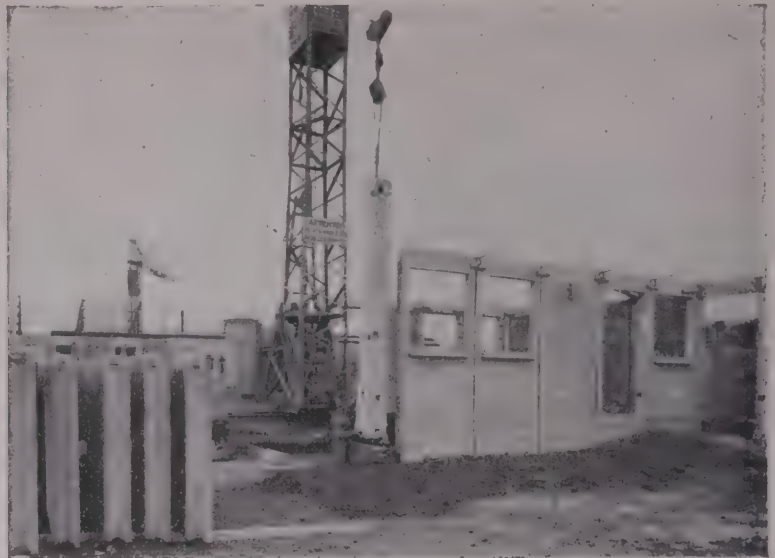


### Détail d'assemblage des panneaux "PRECERAM".

## COUPES SUR FAÇADE



### Coupe montrant la structure d'un panneau type "PRECERAM".



(Photo Daujan, Pamiers.)

Mise en place d'un poteau d'angle qui servira ultérieurement d'ancrage. Remarquer les emplacements des cônes.

de refend sont posés et jointoyés, les câbles sont mis en tension par vérins et cônes licence STUP. Les perforations sont ensuite obturées par une injection de ciment sous pression, qui complète également les joints matés entre panneaux.

Un tel mur se comporte comme une véritable poutre, ce qui explique pourquoi les travaux de fondation sont réduits au minimum. Du fait de l'allègement général qui découle de l'emploi des corps creux de terre cuite, le taux de travail du sol ne dépasse pas 700 g/cm<sup>2</sup>. Même dans le cas de terrains non homogènes et susceptibles d'affaissements locaux, les charges se trouvent réparties sur toute la longueur des



(Photo Bérard, Nice.)

Une partie des panneaux est déjà montée. Remarquer les câbles de mise en tension ultérieure.



Pose d'un panneau préfabriqué en briques.  
Observer les trous de passage des câbles de précontrainte.

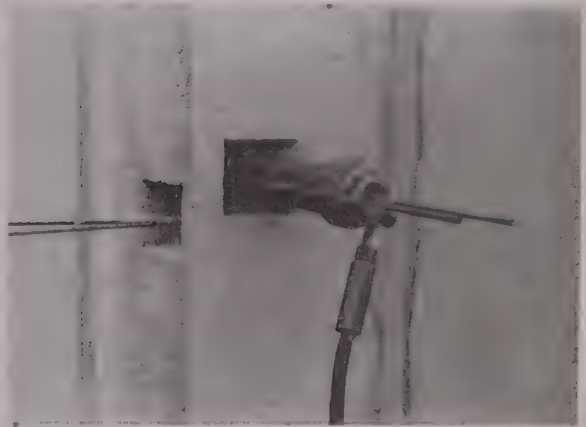
parois. Enfin, l'intime liaison orthogonale des murs entre eux par les câbles de précontrainte donne à la construction une très grande rigidité.

La méthode originale mise au point par l'Entreprise Fiorio est génératrice d'une grande rapidité d'exécution. La première école commencée le 15 novembre 1954 était livrée, prête à l'usage, le 20 décembre de la même année.

#### AVANTAGES DE LA PRÉCONTRAÎNTE DANS LA PRÉFABRICATION

L'expérience acquise dans les usines nous apporte une intime conviction des avantages techniques et économiques de la précontrainte dans la préfabrication. Non seulement les éléments mixtes précontraints offrent des qualités techniques d'emploi supérieures aux planchers classiques, notamment parce qu'ils sont étrangers à la fissuration, mais ils ouvrent à l'industrie de la terre cuite des perspectives nouvelles. Les bancs de grande longueur permettent une organisation rationnelle des postes de fabrication puisque, dans son principe même, la précontrainte se prête à

merveille au travail en ligne qui favorise la spécialisation des équipes et des gestes et l'obtention de rendements élevés. Il suffit de voir comment cette nouvelle activité a transformé matériellement et moralement la plupart des briqueteries qui s'y sont intéressées pour imaginer l'incidence qu'elle aura sur notre industrie. Les fabricants l'ont bien compris en prolongeant leurs ateliers par des bureaux d'étude particuliers, qui établissent les plans de pose et conseillent l'entrepreneur et l'architecte.



(Photo Daujan, Pamiers.)  
Opération de tension des câbles avec le vérin spécial STUP.

#### RECHERCHES TECHNIQUES — CONTRÔLE D'AGRÈMENT DES FABRICATIONS

Certes, comme dans toutes les matières, certains problèmes demandent encore à être sérieusement étudiés. La terre cuite résistante ne possède pas encore les enviables archives du béton. Mais d'ores et déjà, sous l'impulsion de la *Fédération Européenne des Fabricants de Tuiles et de Briques*, un vaste programme d'essais et de recherches a été tracé et mis en chantier.



(Photo Daujan, Pamiers.)  
Dernière opération : injection de ciment.



Nous sommes heureux de voir des spécialistes éminents comme M. Guyon et M. le Professeur Franco Lévi, s'intéresser à cette question et nous ne doutons pas que, grâce à leur inestimable collaboration, la terre cuite résistante trouvera bientôt des partisans convaincus chez un nombre grandissant de constructeurs.

Dans cette attente, les fabricants encouragés par le succès de leur entreprise, désirent se plier à un strict contrôle de leur fabrication. L'agrément des divers systèmes sous licence de la STUP est en cours auprès du *Centre Scientifique et Technique du Bâtiment*. Plusieurs membres de la Commission ont récemment pu se rendre dans les usines et procéder à une sérieuse enquête critique. En effet, l'agrément ne sera pas délivré pour un type de plancher déterminé, mais pour ce type fabriqué dans une usine dont les conditions d'exploitation auront pu être appréciées.

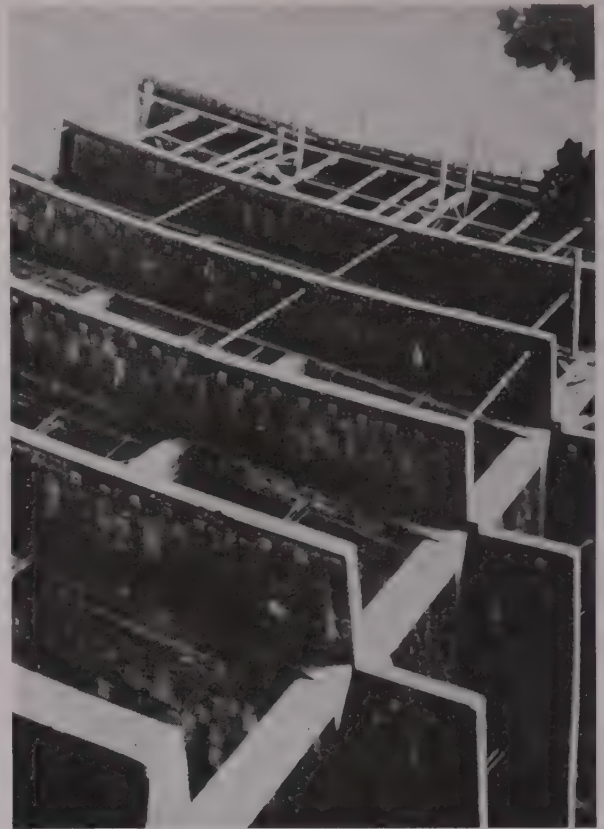
En vue de cet agrément, une importante série d'essais sur poutrelles et éléments de plancher va débiter dès le 12 de ce mois à la station expérimentale de Champs-sur-Marne, tandis que les fabricants actuels et futurs devront se soumettre aux prescriptions d'un Cahier des charges en cours de rédaction.

On ne peut que se féliciter de ce souci de discipline technique, d'autant plus estimable que la précontrainte est à elle seule un censeur impitoyable qui ne tolère pas la médiocrité.

Je termine cet exposé en rappelant ce que M. Guyon déclare à ce sujet dans son traité sur le béton précontraint :

« Il est inutile de vouloir comparer à aucun point de vue le béton précontraint avec des bétons armés médiocres, tels qu'on en rencontre trop souvent dans les constructions courantes.

« Une telle médiocrité — qui d'ailleurs peut coûter cher — ne peut être tolérée pour le béton précontraint ; toute malfaçon est immédiatement décelée dès la mise en précontrainte qui est par elle-même une épreuve de réception sous des contraintes de 15 à



Éléments de plancher utilisés en encorbellements.

20 % supérieures à celles que l'on aura en service normal.

« C'est là, pour l'utilisateur, une sécurité que ne peut lui donner aucun autre mode de construction. »

## DISCUSSION

M. LE PRÉSIDENT. — Je remercie en votre nom M. CHARRIÈRE et vos applaudissements montrent que vous avez trouvé comme moi son exposé très intéressant et très clair, sur ce sujet nouveau.

Vous avez vu comment la précontrainte pouvait transformer une vieille technique et comment cette vieille technique s'est prêtée à la préfabrication d'une façon remarquable. Les photographies qui ont été projetées nous ont montré ce qu'on pouvait obtenir et ce qu'on a déjà obtenu, et que la recherche de la qualité a été un des principaux soucis de tous ceux qui s'en sont occupés.

Vous avez pu voir l'ingéniosité, la simplicité, qui ont présidé aux installations et aux constructions.

J'ai noté un certain nombre de choses dans l'exposé de M. CHARRIÈRE et plus particulièrement la question de la plasticité de la céramique. J'ai l'impression que les expériences de M. DARDANELLI ont été faites sur des argiles ou sur des terres cuites un peu particulières et qu'il y a beaucoup moins de déformations différées dans les terres cuites usuelles. J'en parlais avec le Professeur Franco LÉVI que j'ai vu il y a quelques jours, qui a semblé être de mon avis.

Du fait de la différence entre les déformations différées du béton et de la céramique, il se produit des phénomènes assez

bizarres; il y a des migrations d'efforts entre le béton et la céramique, mais il ne doit pas y avoir de préoccupation à ce sujet, parce que cela met en jeu des contraintes d'adhérence extrêmement faibles et les essais que j'ai vus chez M. LABANSAT montrent que nous sommes largement dans le domaine de sécurité.

J'ai noté aussi ce que vous disiez sur l'imbibition. C'est une question assez controversée. J'ai vu en Italie quelques usines dans lesquelles on imbibe les moules. Mais je crois que cela vient de ce qu'en Italie on n'emploie plus des petites planches genre Stahlton. C'est ce que vous avez dit tout à l'heure.

M. CHARRIÈRE. — Quand on utilise des sections classiques, l'imbibition ne semble pas facile à réaliser.

M. LE PRÉSIDENT. — Et pas désirable. Vous avez parlé d'un essai dans lequel vous aviez cinq poutrelles assemblées je crois; en chargeant la poutrelle centrale, les autres ont eu à peu près la même flèche. J'ai vu d'autres essais dans lesquels on avait mis également cinq poutrelles. Cela faisait 2,50 m de largeur; on a chargé cet ensemble sur la moitié de sa largeur; la différence des flèches a été extrêmement faible; on avait 4,7 mm du côté des charges et 3,7 mm du côté non chargé. Quand on regarde ce qu'on devrait avoir s'il n'y avait pas de solidarisation, on s'aperçoit que cela travaille, mettez pour  $\frac{7}{8}$  comme une dalle.



(Photo Colin.)

Villa avec réalisation d'encorbellements.



ÉDITÉ PAR LA DOCUMENTATION TECHNIQUE  
DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS,  
6, RUE PAUL-VALÉRY, PARIS-XVI<sup>e</sup>  
3551-12-56. — Typ. FIRMIN-DIDOT et C<sup>ie</sup>, Mesnil (Eure)  
Dépôt légal : 4<sup>e</sup> trim. 1956.  
(Ann. I. T. B. T. P.)  
Le Directeur-Gérant : P. GUÉRIN.

(Reproduction interdite.)

DOCUMENTATION  
TECHNIQUE

100

RÉUNIE EN SEPTEMBRE 1956

## SERVICE DE DOCUMENTATION

L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics peut en général fournir la reproduction *in extenso* des documents figurant à l'index analytique de documentation : sur microfilms négatifs de 35 mm qui peuvent être lus en utilisant soit un agrandisseur photographique courant, soit un lecteur de microfilms ou sur papiers positifs pour lecture directe.

Les demandes de documents doivent comporter le numéro d'ordre placé en tête de l'analyse, le titre du document et le nom de l'auteur.

## Prix des reproductions photographiques

Microfilms : la bande de 5 images (port en sus).....				160 F	
Positifs sur papier : la page (port en sus):					
Format	9 × 12.....	70 F	Format	18 × 24.....	110 F
	13 × 18.....	90 F		21 × 27.....	150 F
Minimum de perception .....				250 F	

Ces prix sont susceptibles de variation.

Pour tous renseignements, s'adresser à l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics,  
6, rue Paul-Valéry, Paris-XVI<sup>e</sup>.

## I. — INDEX ANALYTIQUE DE DOCUMENTATION

Les références de chaque article sont données dans l'ordre suivant : Numéro d'ordre, titre de l'article, nom de l'auteur, nom de la revue, date, numéro du fascicule, nombre de pages, nombre de planches.

## B. — ARCHITECTURE ET URBANISME

1.100. **Bruit et urbanisme** (Støj og byplanlægning). BRANDT (O.). JORDAN (V. L.); *Ingeniøren*, Danm. (21 juil. 1956), n° 29, p. 582-589, 15 fig. — On est d'avis au Danemark comme en Suède, qu'il faut tenir compte des bruits de la rue pour établir le plan d'une ville. Exposé des recherches effectuées aux États-Unis pour la mesure des

bruits d'origine diverses et de leur transmission dans l'air selon les conditions atmosphériques et la nature du terrain. Intérêt de la poursuite de ces études pour déterminer par exemple l'influence de la configuration des immeubles et des plantations d'arbres. = E. 43124.  
CDD 699.844 : 711.4.

Conformément aux recommandations faites par le Conseil International de Documentation du Bâtiment (C.I.D.B.), les analyses présentées dans la *Documentation Technique* comportent leur indexation suivant les notations de la Classification Décimale Universelle (C.D.U.). Les analyses sont publiées dans la *Documentation Technique* dans l'ordre des rubriques de la classification, du système CORDONNIER, mise au point il y a quelques années pour le rangement du fichier de documentation de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics.



## C. — SCIENCES DE L'INGÉNIEUR

## Ca RÉSISTANCE DES MATÉRIAUX

2-100. Emploi des procédés et des instruments géodésiques pour l'étude des déformations des grands ouvrages en béton armé (Metodi e strumenti geodetici nello studio delle deformazioni delle grandi strutture in cemento armato). MARAZIO (A.); *G. Genio civ.*, ital. (mai 1956), n° 5, p. 329-349, 23 fig., 16 réf. bibl. — E. 43154. CDU 624.044 : 624.012.45 : 526.

3-100. Déformations et contraintes d'une poutre en caisson sollicitée à la torsion et ne comportant pas de cloison transversale de renforcement aux points d'application des forces (Deformationen und Spannungen eines torsionsbeanspruchten Kastenträgers, der an den Kräfteeinleitungsstellen keine Querschotte hat). ESSLINGER (M.); *Stahlbau*, All. (juil. 1956), n° 7, p. 164-166, 11 fig. — E. 43004. CDU 624.043/4 : 624.075.3.

4-100. Déformation élastique des poutres de hauteur linéairement variable (Sageata elastica a unor grinzi de inaltime liniar variabila). FOSCA (V.), ALEXANDRESCU (A.); *Industria Constr. Mater. Constr.*, Roum. (1956), n° 6, p. 357-362, 9 fig., 4 réf. bibl. — E. 43454. CDU 624.044 : 624.072.2.

5-100. Résultats des mesures de la déformation d'une dalle champignon recouvrant un réservoir d'eau (Vysledky mereni deformaci hriboveho stropu nad kruhovym vodojem). CIGANEK (M.); *Inzr Starby*, Tchecosl. (21 juil. 1956), vol. 4, n° 7, p. 311-318, 22 fig., (résumés russe, allemand). — Résultats des mesures lors de l'essai de chargement d'une dalle champignon recouvrant un réservoir cylindrique. — E. 43176. CDU 624.044 : 624.073 : 69.058.

6-100. Influence des poutres de bordure sur les déformations des planchers à nervures parallèles (Influenza delle travi di bordo sulle deformazioni di solai paralleli). PERUCCI (G.); *Cemento*, Ital. (mai 1956), n° 5, p. 3-6, 4 fig., 1 réf. bibl. — E. 42883. CDU 624.044 : 69.025.22 : 624.078.

7-100. Les lois fondamentales de la déformation des voiles minces et des tôles (Die Grundgesetze der Schalen und Blechbeugung). ABDANK (R.); *Bauplan.-Bautech.*, All. (juin 1956), n° 6, p. 243-251, 14 fig. — E. 42480. CDU 624.044 : 624.074.4.

8-100. Etude des déformations importantes d'une plaque circulaire (Problem of large deflection of circular plate). WEI-ZANG CHIEN; *Archiv. Mechan. Stosowanej*, Pol. (1956), t. 8, n° 1, p. 3-12, 2 fig., 10 réf. bibl. — E. 43575. CDU 624.044 : 624.073.

9-100. La théorie de la résistance à la torsion des éléments de construction en acier (Die Theorie der Drillfestigkeit von Stahlbauteilen). WANSLEBEN (Fr.); Edit.: Stahlbau-Verlags GmbH., All. (1956), Forschungshäfte a. d. Gebiete des Stahlbaues n° 11, 1 vol., 52 p., 37 fig., 23 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 1967 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 43760. CDU 624.075.3 : 624.072.2/4 : 624.014 (03).

10-100. Torsion d'un tube rectangulaire à parois minces au-delà de la limite élastique (Skrecanie rury cienkosciennej o przekroju prostokatnym poza granica sprężystosci). RUTECKI (J.); *Archiv. Mechan., Stosowanej*, Pol. (1956), t. 8, n° 1, p. 29-40, 9 fig., 8 réf. bibl., (résumé anglais). — E. 43575. CDU 624.074.7 : 624.075.3.

11-100. Étude des efforts dans les cadres (en russe). GEMMERLONG (D. N.), TROTIMOFF

(V. I.); MILEJKORSKI (I. E.), KOTCHERGOVA (E. E.); *Minist. Stroitelstva Zentralny naouchno-issledovatel'skii Inst. promyshlennyykh soorougenii*, (ZNIPS), U. R. S. S. (1955), Inform. soobshchenie, n° 21, 140 p., 78 fig. — E. 42589. CDU 624.043 : 624.072.33.

12-100. Étude des contraintes dans un élément tendu en béton armé (Die Spannungszustände im Stahlbeton-Zugstab). GEBAUER (F.); *Zement-Beton*, Autr. (mai 1956), n° 5, p. 17-21, 8 fig. — E. 42726. CDU 624.043 : 624.071.3 : 693.55.

13-100. Contraintes thermiques dans les voiles cylindriques (Naprezenia cieplne w powłokach walcowych). NOWACKI (W.); *Archiv. Mechan. Stosowanej*, Pol. (1956), t. 8, n° 1, p. 69-83, 5 fig., 6 réf. bibl., (résumé anglais). — E. 43575. CDU 624.043 : 624.074.4 : 536.

14-100. Étude sur modèles photoélastiques de la répartition et de la transmission des contraintes dans les poutres en béton précontraint sans ancrage terminal, pour différentes valeurs du bras de levier des armatures. (Die Spannungsverteilung im Uebertragungsbereich von Spannbett-Balken, ermittelt an photoelastischen Modellen mit unterschiedlicher Exzentrität der Spanngliedlage). RAKÉ (H. H.); *Schweiz. Archiv.*, Suisse (juin 1956), n° 6, p. 169-177, 16 fig., 10 réf. bibl. — E. 42943. CDU 620.17 : 624.072.2 : 693.56.

15-100. Les contraintes dues aux variations de température dans les cheminées, étudiées en combinaison avec les contraintes verticales et horizontales (Stresses in chimneys due to temperature, in combination with vertical stresses). HINGORANI (N. V.); *Concr. Constr. Engng.*, G.-B. (juil. 1956), vol. 51, n° 7, p. 425-433, 7 fig., 1 réf. bibl. — L'étude porte sur les cheminées en béton armé. — E. 43046. CDU 624.043 : 697.85 : 536.5.

16-100. Le problème des perturbations aux bords des voiles minces cylindriques circulaires de type intermédiaire (El problema de las perturbaciones de borde en cascaras cilindricas circulares de tipo intermedio). ASCHENBRENNER (R.), LANGE (J. A.); *Tecnica*, Argent. (oct. 1954), vol. 2, n° 1, (n° 7), p. 3-10, 11 fig., 3 réf. bibl. — E. 42950. CDU 624.04 : 624.074.4.

17-100. Influence de l'affaissement des appuis sur le comportement des poutres continues (Influenta tasarii rezazimelor asupra grinzilor continue). APOSTOLEANU (P.); *Industria Constr. Mater. Constr.*, Roum. (1956), n° 3, p. 149-163, 25 fig. — E. 41896. CDU 624.075/8 : 69.059.2.

18-100. L'orthotropie et la non-homogénéité dans la théorie de la plasticité (Ortotropia i niejednorodnosc w teorii plastycznosci). OLSZAK (W.), URBANOWSKI (W.); *Archiv. Mechan. Stosowanej*, Pol. (1956), t. 8, n° 1, p. 85-110, 7 fig., 23 réf. bibl., (résumé anglais). — E. 43575. CDU 539.5.

19-100. Vibrations libres et flambement d'une plaque triangulaire (Drgania swobodne i wyboczenie plyty trojkatnej). KACZKOWSKI (Z.); *Archiv. Mechan. Stosowanej*, Pol. (1956), t. 8, n° 1, p. 13-28, 12 fig., 5 réf. bibl. — (résumé anglais). — E. 43575. CDU 624.073 : 534 : 624.075.2.

20-100. Quelques cas importants de flambement dû à la torsion de barres à parois minces (Praktyczne wazne przypadki wyboczenia skretnego pretow cienkosciennych). DABROWSKI (R.); *Archiv. Inzyni Ladowej*, Pol. (1956), t. 2, n° 8, p. 45-108, 53 fig., 57 réf. bibl., (résumé anglais). — E. 43094. CDU 624.075.2/3 : 672.

21-100. Calcul du flambement des portiques à étages en béton armé (Zur Knickberechnung der Stockwerkrahmen aus Stahlbeton). HABEL (A.); *Beton-Stahlbetonbau*, All. (juil. 1956), n° 7, p. 155-159, 12 fig., 14 réf. bibl. — E. 42993. CDU 624.072.33 : 624.075.2.

22-100. Stabilité dynamique de barres de section quelconque soumises à une charge axiale (Statecznosc dynamiczna pretow osiowo obciazonych o dowolnie zmiennym przekroju). PIATEK (M.); *Archiv. Mechan. Stosowanej*, Pol. (1956), t. 8, n° 1, p. 51-68, 8 fig., 18 réf. bibl., (résumé anglais). — E. 43575. CDU 624.04 : 624.072 : 534.

23-100. Propriétés des cuivres et alliages de cuivre aux températures élevées (Elevated-temperature properties of coppers and copper-base alloys). UPTEGROVE (C.), BURCHOFF (H. L.); Edit.: Amer. Soc. Test. Mater., U.S.A. (1956), 1 vol., ASTM-Spec. Tech. Public. n° 181, iv + 244 p., nombr. fig. — Voir analyse détaillée B. 1970 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 43750. CDU 539 : 691.73 : 536 (03).

24-100. Élasticité différée du plexiglas IIA pour des contraintes simples (Creep relaxation of plexiglas IIA for simple stresses). MARIN (J.), GRIFFITH (J.E.); *J. Engng. Mechan. Div.*, U.S.A. (juil. 1956), n° EM3 : *Proc. A.S.C.E.*, vol. 82, Pap. n° 1029, 20 p., 13 fig., 5 réf. bibl. — Équations de l'élasticité différée dans les cas de la traction simple, de la compression simple et de la flexion pure. Comparaison des résultats avec les données expérimentales. — E. 43320. CDU 539.3 : 691.175 : 624.071/2.

25-100. Relation générale entre les contraintes limites élastiques d'un corps sous des sollicitations quelconques. Théorie du volume de dilatation critique. Détermination de la direction des glissements. BRICE (L. P.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (oct. 1956), n° 106 (Théories et méthodes de calcul : 26), p. 875-898, 1 fig. — Après avoir rappelé les différentes théories définissant la limite élastique des matériaux et la théorie de la courbe intrinsèque, l'auteur expose sa théorie du volume de dilatation critique. Les hypothèses posées sont que le volume de dilatation critique est constant et que l'angle de glissement est défini par la condition du maximum d'angle entre un certain plan et une certaine force. La théorie est appliquée à quelques cas pratiques. — E. 44165. CDU 539.3/5.

26-100. Le problème de la rupture fragile dans ses rapports avec la classification des aciers (Stand der Spröbruchfrage mit Berücksichtigung der Stahlnormung). RÜHL (K.); *Schweis.-Schneid.*, All. (avr. 1956), n° 4, p. 107-115, 21 fig., 20 réf. bibl. — E. 43178. CDU 539.4 : 691.714.

27-100. Charges critiques des charpentes des bâtiments de grande hauteur. II. (fin) (Critical loads of tall buildings frames). SMITH (R. B. L.), MERCHANT (W.); *Struct. Engrg.*, G.-B. (août 1956), vol. 34, n° 8, p. 284-292, 15 fig., 7 réf. bibl. — (I : paru dans notre D. T. 85 de juin 1955, art. n° 19.) — E. 43288. CDU 624.046 : 624.072.33 : 721.011.27.

28-100. Charge limite d'une barre comprimée (Limit load capacity of the compression bar). BÖLCSKEI (E.); *Acta Tech.*, Hongr. (1956), t. 15, n° 1-2, p. 19-35, 6 fig., 14 réf. bibl., (résumé français). — E. 43430. CDU 620.17 : 624.071.

29-100. Contrôle des aciers au moyen de l'essai de fatigue à la flexion pour déterminer



leur tendance à la rupture fragile (Prüfen von Stählen auf Spröddruchempfindlichkeit mittels des Dauerbiegeversuchs). RUHO (E.); *V.D.I. All.* (11 juin 1956), vol. 98, n° 17, p. 913-919, 16 fig., 18 réf. bibl. — E. 42502.

CDU 620.17 : 691.714.

## Cac n Procédés de calcul.

30-100. Bases générales de calcul des voiles minces (Allgemeine Schalengrundgleichungen). FUCHSTEINER (W.), SCHADER (A.); *Beton-Stahlbetonbau*, All. (juil. 1956), n° 7, p. 145-153, 6 fig., 4 réf. bibl. — E. 42993.

CDU 624.074.4 : 624.04.

31-100. Calcul des pièces courbes à fibre moyenne plane et symétrique, encastées à leurs extrémités et soumises à des forces normales au plan de la fibre moyenne et symétriquement appliquées par rapport au milieu de cette fibre. Calcul des encorbellements et des arcs au vent. LAYRANGUES (P.); *Travaux*, Fr. (août 1956), n° 262, p. 465-472, 15 fig. — E. 43221.

CDU 624.04 : 624.072.4.

32-100. Calcul à la rupture des charpentes métalliques avec prise en considération des contraintes de cisaillement et des déformations (Wymiarowanie konstrukcji stalowych według stanów granicznychz uwzględnieniem wpływu naprężeń stycznich i odkształceń). MUTERMILCH (J.), OLSZEWSKI (E.), LUBINSKI (M.); *Archiv. Inżyn. Lądowej*, Pol. (1956), t. 2, n° 1-2, p. 15-44, 18 fig., 6 réf. bibl., (résumé anglais). — Étude de poutres laminées à section en double T. — E. 43094.

CDU 624.04 : 624.014.2 : 2.539.5.

33-100. Théorie du calcul à la rupture des dalles et possibilités d'emploi de cette théorie dans la pratique (O możliwościach praktycznego korzystania z rozwiązań teorii nosności prętowej płyty). SAWCZUK (A.); *Archiv. Inżyn. Lądowej*, Pol. (1956), t. 2, n° 1-2, p. 139-183, 35 fig., 15 réf. bibl., (résumé anglais). — E. 43094.

CDU 624.04 : 624.073 : 539.5.

34-100. La résistance à la rupture des ponts en arc (La sicurezza a rottura nei ponti ad arco). FRANCIOSI (V.); *Ingegneria*, Ital. (juil. 1956), n° 7, p. 655-663, 12 fig., 1 réf. bibl. — Recherche du coefficient de sécurité d'un pont en arc selon la méthode générale déjà proposée par l'auteur pour le calcul à la rupture des structures soumises à des contraintes de compression axiale. Exemple numérique. — E. 43340.

CDU 539.4 : 624.6.

35-100. Principes du calcul de la force portante (des charpentes) (Grundzüge der Tragrechnung). JAEGER (T.); *Bauingenieur*, All. (août 1956), n° 8, p. 273-291, 29 fig., 46 réf. bibl. — Exposé des bases de calcul de la force portante des charpentes élasto-plastiques et problèmes particuliers aux charpentes planes en acier résistant à la flexion. — E. 43541.

CDU 539.4 : 693.8/9 : 539.5.

36-100. Calcul à la rupture et coefficients partiels de sécurité en mécanique des sols (Brudstadieberegning og partsikkerheds i geoteknikken). BRUNCH HANSEN (J.); *Ingeniøren*, Danm. (11 mai 1956), n° 18, p. 382-385. — Exposé d'une méthode basée sur le fait que les charges réparties, telles que la poussée des terres et la pression sous fondations dépendent de la résistance au cisaillement du sol et des déformations de la construction, et établissant un système de coefficients de sécurité partiels calculés en conséquence. — E. 41965.

CDU 624.131.5.

37-100. Nouvelles propositions pour la vérification des fondations prismatiques des pylônes pour lignes de transport d'énergie. BERIO (A.); *Istituto di Scienza delle Costruzioni del Politecnico di Milano*, Piazza Leonardo da Vinci, 32, Milan, Ital. (1953-1954). Publ. n° 29, 30 p., 15 fig., 80 réf. bibl. — (Extrait de la :

*Conférence Internationale des Grands Réseaux Electriques à haute tension*, Session 1954). — Exposé des théories émises pour le calcul de ces fondations, et notamment de la théorie de Sulzberger. Interprétation des résultats expérimentaux connus et présentation de formules simples, en partie nouvelles, concernant les conditions de travail et l'état d'équilibre à la limite de renversement. Justification de la formule proposée par le nouveau règlement italien, qui présente l'avantage d'une grande simplicité. — E. 43000.

CDU 624.15 : 624.97 : 621.315.

38-100. Calcul des semelles de fondation (Normung Berechnung von Flächengründungen). BAUTECHNIK, All. (juin 1956), n° 6, p. 219-220, 1 fig. — Texte du projet de norme allemande DIN 4018. — E. 42528.

CDU 624.153 : 624.04 : 389.3 (43).

39-100. Le pieu isolé soumis à un effort horizontal (The single pile subject to horizontal force). ROWE (P. W.); *Géotechnique*, G.-B. (juin 1956), vol. 6, n° 2, p. 70-85, 16 fig., 12 réf. bibl. — Présentation d'une méthode de calcul des pieux sous des murs de soutènement en maçonnerie, des pieux d'ancrage, des ducs d'Albe, des fondations pour portiques et des constructions soumises à l'action du vent. L'étude est limitée aux sols de fondation constitués de sable, de gravier ou de limon perméable. — E. 43047.

CDU 624.154 : 624.131.5.

40-100. Influence des hypothèses et méthodes dans les calculs de béton armé et de béton précontraint. BARETS (J.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (oct. 1956), n° 106 (Théories et méthodes de calcul : 25), p. 855-874, 18 fig. — Causes d'erreurs dans le calcul usuel du béton armé. Histoire des théories de la résistance des matériaux; étude de la théorie élastique et insuffisances de cette théorie pour le calcul des matériaux aussi complexes que le béton armé. Étude des erreurs introduites par les hypothèses simplificatrices. Influence du retrait, variétés du coefficient de sécurité, en fonction des théories probabilistes. — Synthèse des erreurs et conclusions. Discussion avec divers auditeurs, en particulier sur les phénomènes d'adaptation. — E. 44165.

CDU 624.04 : 693.55/6.

41-100. Influence de la continuité et de la rigidité sur le calcul des constructions et des poutres continues de fondation. KRSMANOVITCH (D.); *Ann. Trav. publ. Belg.*, Belg. (1955), n° 5, p. 61-76, 34 fig., 3 réf. bibl. — E. 42724.

CDU 624.153 : 624.075.

42-100. Observations et simplifications dans l'étude des structures hyperstatiques précontraintes (Osservazioni e semplificazioni nello studio delle strutture iperstatiche precomprese). POZZATI (P.); *G. Genio civ.*, Ital. (mai 1956), n° 5, p. 317-328, 17 fig. — Établissement d'un diagramme des moments. Étude de poutres hyperstatiques précontraintes avec effort normal variable. Considérations sur le problème de la précontrainte sur des poutres à liaisons élastiques. — E. 43154.

CDU 624.043 : 624.072.2/33 : 693.56.

43-100. Calcul des poutres en double T courbes dans le plan horizontal (Belki krzywoliniowe z profilu cienkościennych otwartych). WILDE (P.); *Archiv. Mechan.*, *Stosowanej*, Pol. (1956), t. 8, n° 1, p. 41-50, 6 fig., 6 réf. bibl., (résumé anglais). — E. 43575.

CDU 624.04 : 624.072.2/4.

44-100. Surfaces d'influence pour grils de poutres. Systèmes reposant librement sur appuis et systèmes continus (Einflussflächen für Kreuzwerke. Freiaufliegende und über mehrere Öffnungen durchlaufende Systeme). HOMBERG (H.); *WEINMEISTER* (J.); Edit.: Springer, All. (juil. 1956), 2<sup>e</sup> édité, 1 vol., vii + 156 p., 40 fig., réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 1971 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 43235.

CDU 624.04 : 624.073/2 : 624.075 (03).

45-100. Planchers en béton armé à grillages de poutres (Stahlbeton-Trägerrostdecken). STEYER (K. H.); *Bautechnik*, All. (juil. 1956), n° 7, p. 250-252, 9 fig. — E. 43007.

CDU 69.025.22 : 624.072/3.

46-100. Emploi du procédé de l'angle de rotation pour le calcul de poutres continues de type quelconque et soumises à une charge quelconque (Anwendung des Drehwinkelverfahrens bei der Berechnung von Durchlaufträgern beliebiger Art und mit beliebiger Belastung). KÄMPFER (E.); *Bautechnik*, All. (juil. 1956), n° 7, p. 240-243, 14 fig. — E. 43007.

CDU 624.04 : 624.072.2.

47-100. Détermination de la section minimum d'une poutre rectangulaire en bois (O najmanjem preseku prizmatičnog grednog nosaca od drveta). IVKOVIĆ (P.); *Nase Gradenarstvo*, Pol. (août 1956), vol. 10, n° 8, p. NG 161-172, 2 fig., (résumé anglais). — Dimensions les plus économiques compte tenu des contraintes admissibles. — E. 43348.

CDU 624.072.2 : 694.1.

48-100. Calcul des poutres en béton armé à section rectangulaire ou en T, en flexion simple ou composée, CHAUTRU (R.); *Génie civ.*, Fr. (1<sup>er</sup>-15 août 1956), t. 133, n° 15/16, p. 289-294, 15 fig. — E. 43259.

CDU 624.04 : 624.072.2 : 693.55.

49-100. Le noyau limite d'une poutre précontrainte (Uogólniony rdzeń przekroju w belce wstępnie sprężonej). KAUFMAN (S.); MAMES (J.); *Archiv. Inżyn. Lądowej*, Pol. (1955), t. 1, n° 3-4, p. 96-106, 7 fig., 4 réf. bibl., (résumé français). — Rappel de la définition donnée par Guyon, présentation d'une nouvelle méthode de calcul. — E. 42546.

CDU 624.043 : 624.072.2 : 693.56.

50-100. Calcul de la stabilité des portiques par la méthode d'approximations successives (Calculul stabilitatii cadrelor prin metoda iteratiei). IFRIM (M.); *Indust. Constr. Mater. Constr.*, Roum. (1956), n° 3, p. 163-169, 16 fig., 9 réf. bibl. — Exposé d'une méthode applicable aux portiques à nœuds rigides ou déformables. — E. 41896.

CDU 624.04 : 624.072.33 : 624.078.

51-100. Calcul d'un portique à trois travées (Analysis of a frame with three bays). MORGAN (V. A.); *Concr. Constr. Engng. G. B.* (août 1956), vol. 51, n° 8, p. 451-459, 9 fig. — Exposé d'une méthode de calcul d'un portique à traverse brisée à trois travées ou davantage. — E. 43457.

CDU 624.04 : 624.074.5.

52-100. Calcul approché de dalles encastrées sur trois côtés avec un bord libre, avec rigidité constante des dalles et charge uniformément répartie (Näherungsberechnung dreiseitig eingespannter Platten mit einem freien Rand, konstanter Plattensteifigkeit und gleichmäßig verteilter Belastung). KOPPENHÖFER (H.); *Bautechnik*, All. (juil. 1956), n° 7, p. 252-254, 5 fig. — E. 43007.

CDU 624.04 : 624.073/8.

53-100. Sur une méthode de calcul des fondations en matériaux granuleux pour revêtements souples (de routes et de pistes d'envol) (Su un metodo di calcolo delle fondazioni granulari per pavimentazioni flessibili). QUARANTA (F.); *G. Genio civ.*, Ital. (juin 1956), n° 6, p. 412-427, 21 fig., 15 réf. bibl. — Compte rendu de recherches expérimentales basées sur des essais de chargement effectués sur des fondations d'épaisseur différentes en vue de déterminer l'augmentation de la force portante des fondations selon l'accroissement de l'épaisseur. Exposé de la méthode de calcul déduite des résultats de ces recherches. — E. 43466.

CDU 624.04 : 625.73.

54-100. La conception des revêtements souples pour les pistes d'envol en béton (The design of non-rigid overlays for concrete airfield pavements). MELLINGER (F. M.), SALE



(J. P.); *J. Air Transp. Div.*, U. S. A. (mai 1956) n° AT2, (*Proc. A. S. C. E.*, vol. 82, Pap. n° 979), 24 p., 14 fig., 9 réf. bibl. — Résumé d'une étude faite pour le Génie américain, en vue de déterminer les critères de calcul. Méthode basée sur les résultats des sollicitations en service des sols d'aérodromes. Importance de la répétition de la charge. Brèves indications sur les matériaux utilisés par le Corps américain du Génie. — E. 42381.

CDU 629.139.1 : 693.5 : 625.85.

55-100. Calcul des revêtements souples (de pistes d'envol) (Calculo de pavimentos flexibles). CANELLAS (A.); *Inform. Constr. (Inst. tec. Constr. Cemento)*, Esp. (avr. 1956), n° 80, p. 541, 11/1-541.11/6, 6 fig., 4 réf. bibl. — E. 42878. CDU 624.04 : 625.85 : 629.139.1.

56-100. Toujours les deux conceptions du calcul statique des tunnels (Immer noch zweierlei Tunnelbaustatik). EGGESCHWYLER (A.); *Bautechnik*, All. (juil. 1956), n° 7, p. 246-250, 10 fig., 1 réf. bibl. — Exposé des diverses théories émises depuis la théorie classique de Coulomb sur la poussée des terres. — E. 43007. CDU 624.04 : 624.19.

57-100. Procédé de distribution des déformations pour la construction des lignes d'influence (Distribution of deformation method for the construction of influence lines). THADANI (B. N.); *Civ. Engng.*, G.-B. (juin 1956), vol. 51, n° 600, p. 645-649, 14 fig., 6 réf. bibl. — Description d'une méthode basée sur le procédé de Kloucek. — E. 42930. CDU 624.043/4.

58-100. Calcul matriciel des poutres sur plusieurs travées (flambement et vibrations) (Eine Matrizenmethode für mehrfeldrige Balken-Knicken und Schwingen). WOERNLE (H. Th.); *Stahlbau*, All. (juin 1956), n° 6, p. 140-145, 9 fig., 9 réf. bibl. — E. 42534. CDU 624.072.2 : 624.075 : 624.34.

59-100. Utilisation d'une machine à calculer électronique pour la solution de problèmes de calcul des constructions (The application of an electronic digital computer to some problems of structural analysis). LIVESLEY (R. K.); *Struct. Engr.*, G.-B. (août 1956), vol. 34, n° 8, p. 293-301, 9 fig. — Discussion. — E. 43288. CDU 518 : 624.04 : 621.38.

60-100. Étude d'ouvrages sur modèles au Portugal (O estudo de estruturas sobre modelo em Portugal). ROCHA (M.); *Tecnica*, Portug. (mars 1956), n° 260, p. 305-321, 21 fig., 20 réf. bibl. (résumés italien, français, anglais). — Le Laboratoire national du Génie civil, à Lisbonne, a effectué une série d'études sur la résistance des ouvrages, en opérant sur modèles. Exposé de la technique employée et des conditions de similitude avec la construction en vraie grandeur : fondations de réservoirs à combustibles; barrages; aqueducs; ponts en béton armé; conduites métalliques; monumets; coupes. Il préconise l'emploi simultané de la méthode analytique et des essais sur modèle. — E. 41738. CDU 69.001.5 : 624.04.

## Caf

### Essais et mesures.

61-100. Expériences sur le contrôle du béton des pistes d'envol d'aérodromes (Erfahrungen fra betonkontrol ved jyske flyvepladser). NERENST (P.); WARRIS (B.); *Beton-Jernbeton*, Danm. (juil. 1956), n° 2/3, p. 111-145, 23 fig., 20 réf. bibl. (résumé anglais). — Constatations faites de 1951 à 1954 sur des revêtements de pistes d'envol d'aérodromes danois. Procédés de contrôle, prélèvement d'éprouvettes. Tableaux de caractéristiques après 7 et 28 jours. Résultats obtenus en fonction de la composition et de l'affaîsement. Granulométrie. Exécution pratique du contrôle. Diagrammes de contrôle de deux jours en

deux jours pendant huit semaines. Coefficients de variation. — E. 43041.

CDU 620.1 : 666.972 : 629.139.1.

62-100. Essai sur modèle réduit d'une couverture en voile mince de béton précontraint (Ensayo, en modelo reducido, de una cubierta laminar de hormigón pretensado). BENITO (C.); *Inform. Constr. (Inst. tec. Constr. Cemento)*, Esp. (mai 1956), n° 81, p. 466.2/1-466.2/18, 23 fig. — Exposé des essais effectués à l'occasion de l'étude et de la réalisation d'un bâtiment industriel à Oosterhout (Pays-Bas). — E. 42879. CDU 69.001.5 : 69.024.4 : 693.56.

63-100. Étude comparative de l'état de contraintes des éprouvettes de résilience avec entaille en U et entaille en V, par la photoélasticité tridimensionnelle. BONVALET (Ch.), GOBULOVIC (G.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (oct. 1956), n° 106, (Essais et mesures : 38), p. 899-922, 22 fig. — La détermination de l'état de contraintes tridimensionnelles de la zone fragile des éprouvettes de résilience présente un intérêt du point de vue de la comparaison des différents types d'éprouvettes qui s'offrent à l'utilisateur. — L'étude porte sur la comparaison des éprouvettes avec entaille, en U (conforme au projet Iso/Tc 17) et avec entaille en V (type A, norme A. S. T. M.). Elle a été réalisée à l'aide de la photoélasticité tridimensionnelle, basée sur la méthode dite du « figage des contraintes ». Elle a permis de mesurer les facteurs de concentration de contraintes dans les trois directions principales et en particulier le facteur de concentration de contraintes à fond d'entaille dans le sens longitudinal de l'éprouvette, facteur plus important dans l'éprouvette avec entaille en V que dans l'éprouvette avec entaille en U. Elle a mis également en évidence un état de triaxialité plus net dans l'éprouvette avec entaille en V que dans l'éprouvette avec entaille en U, cet état étant plus proche du fond d'entaille dans la première que dans la seconde, ce qui accroît les chances de dispersion pour l'éprouvette avec entaille en V. — Cette étude fait ressortir qualitativement l'importance de la nature du frottement de l'éprouvette sur ses appuis sur la valeur des facteurs de concentration de contraintes. — E. 44165. CDU 620.11.

64-100. Quelques observations sur le prélèvement d'échantillons de matériaux bitumineux routiers (Einige Bemerkungen zur Probenahme von bituminösen Straßenbaugemischen). TEMME (Th.); *Bitum.-Teere-Asph.-Peche-verw. Stoffe*, All. (juin 1956), n° 6, p. 215-217, 1 fig. — E. 42774. CDU 620.11 : 625.75.

65-100. Étude des contraintes par les appareils à résonance (Resonance stress testing). BRAMALL (B.); *Engineer*, G.-B. (17 août 1956), vol. 202, n° 5247, p. 224-228, 6 fig., 5 réf. bibl. — Présentation d'une théorie et exposé des procédés permettant de déterminer expérimentalement la valeur des charges longitudinales dans un élément de construction. La méthode implique la création de vibrations transversales. — E. 43488. CDU 531.7 : 624.043 : 534.

66-100. Essais de chargement d'une poutre en béton précontraint du pont sur la Sone (Inde) (Load test on prestressed concrete beam at Sone bridge). MATHUR (B. S.); *Indian Concr. J.*, Inde (15 juin 1956), vol. 30, n° 6, p. 169-174, 13 fig. — Ouvrage de 1005,85 m de longueur en cours de construction et comportant 22 travées. La poutre d'essai à une longueur de 43,9 m. Organisation des essais jusqu'à destruction. Conclusions. — E. 43022. CDU 620.17 : 624.21.023.9 : 693.56.

67-100. Emploi au laboratoire de jauges à fil résistant collées contre le béton. Expérience faite à la Building Research Station de Grande-Bretagne (The laboratory use of bonded-wire electrical-resistance strain gauges on concrete

at the Building Research Station). COOKE (R. W.), SEDDON (A. E.); *Magas. Concr. Res.*, G.-B. (mars 1956), vol. 8, n° 22, p. 31-38, 4 fig., 5 réf. bibl. — E. 43172.

CDU 531.7 : 624.043 : 666.972 : 537.

68-100. Mesure des contraintes dans le béton (Measurement of stress in concrete). TAYLOR (J. B. C.), EVANS (P. T.); *Engineering*, N.-Zél. (15 mai 1956), vol. 11, n° 5, p. 154-155, (discussion de l'article paru dans notre D. T. 94, de mai 1956, art. n° 34). — E. 42888.

CDU 620.105 : 624.043.

## Ce MÉCANIQUE DES FLUIDES.

### HYDRAULIQUE

69-100. Régime variable dans un canal d'amenée associé à une galerie en charge. ESCANDE (L.), NOUGARO (J.); *Houille blanche*, Fr. (mai-juin 1956), n° 2, p. 240-249, 9 fig. — E. 42890. CDU 532 : 628.14 : 621.646/7.

70-100. Pertes de charge dues au frottement dans les canalisations d'eau et les installations annexes (Friction losses in service lines and fittings). ARNOLD (G. E.); *J. Amer. Wat. Works Ass.*, U. S. A. (juin 1956), vol. 48, n° 6, p. 744-754, 4 fig., 2 réf. bibl. — E. 42944. CDU 532.5 : 628.14 : 621.643/6.

71-100. Mesure du frottement dans une galerie en pression de l'aménagement hydroélectrique des Apalachia, (U. S. A.) (Friction measurements in Apalachia tunnel). ELDER (R. A.); *J. Hydraul. Div.*, U. S. A. (juin 1956), n° HY3, (*Proc. A. S. C. E.*, vol. 82, Rap. n° 1007), 36 p., 21 fig., 15 réf. bibl. — Compte rendu des essais effectués pour mesurer le frottement dans la galerie dont une partie seulement comportait un revêtement en béton. — E. 42702. CDU 531.7 : 532.5.

72-100. Courants rapides dans les canaux en courbe (Correnti veloci nei canali in curva). POGGI (B.); *Energ. elettr.*, Ital. (mai 1956), vol. 33, n° 5, p. 465-480, 37 fig., 12 réf. bibl. — Rappel des notions théoriques fondamentales, compte rendu de recherches expérimentales effectuées à l'Institut des Constructions hydrauliques de l'Université de Bologne. — E. 42657. CDU 532.5 : 626.3.

73-100. Pulsations dans les installations de chauffage des locaux d'habitation. Résultats préliminaires (Pulsations in residential heating equipment. Preliminary results). PUTNAM (A. A.), DENNIS (W. R.); *Heat. Pip. Air condition.*, U. S. A. (juil. 1956), vol. 28, n° 7, p. 131-138, 13 fig. — Exposé des recherches entreprises sous la direction du Battelle Memorial Institute sur les causes des pulsations dans les systèmes de chauffage à mazout ou au gaz. Définition de la nature fondamentale des pulsations, méthodes permettant leur élimination. — E. 43224. CDU 697.325 : 662.75/6.

74-100. Étude du coup de bélier dans les canalisations industrielles par la méthode des lignes caractéristiques (Colpo d'ariete nelle condotte industriali studiato per mezzo delle caratteristiche). VITI (M.); *G. Genio civ.*, Ital. (mai 1956), n° 5, p. 350-359, 8 fig., 16 réf. bibl. — Exposé d'une méthode utilisée pour calculer les surcharges dues au coup de bélier dans les conduites industrielles de section variable. — E. 43154. CDU 621.646 : 532.5 : 621.643.2.

## Ci

### GÉOPHYSIQUE

#### Gib m

#### Étude des sols.

75-100. La mécanique des roches, ses principes, ses méthodes, son application aux barrages et travaux souterrains. TALOHRE (J.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (sep. 1956), n° 105, (Sols et fondations : 23), p. 823-838, 19 fig. —



Problème posé par les anciennes carrières de la région parisienne et les mesures effectuées sur les piliers au moyen d'extensomètres et de vérins plats pour étudier leur comportement. Travaux faits dans les mines d'Afrique du Sud pour restreindre les éclatements de roches sous des contraintes trop élevées. Utilité de l'étude des roches. Données expérimentales à réunir pour l'étude d'un ouvrage, considérations théoriques permettant l'exploitation des résultats expérimentaux concernant le module d'élasticité et les coefficients de déformation. Applications aux prévisions des déformations, à la stabilisation des parois rocheuses et des versants, à l'amélioration des fondations, aux revêtements de galeries. Intérêt pratique de la mécanique des roches. — E. 43974. CDU 624.131.5 : 691.21.

76-100. Étude physico-chimique de la compressibilité des argiles pures (Physico-chemical analysis of the compressibility of pure clays). BOLT (G. H.); *Géotechnique*, G.-B. (juin 1956), vol. 6, n° 2, p. 86-93, 3 fig., 12 réf. bibl. — E. 43047. CDU 624.131.4 : 691.4.

77-100. Détermination de la portance des sols et des fondations routières au moyen d'essais de mise en charge. QUARANTA (F.); *Tech. rout.*, Belg. (juil. 1956), n° 2, p. 9-17, 11 fig., 2 réf. bibl. — E. 42918. CDU 624.131.38 : 625.7.

78-100. Caractéristiques de construction et force portante des pieux (Palar och pålning — bärighet och konstruktion). FELLENIUS (B.); *Rakennus Insin.*, Finl. (1956), n° 7-8, p. 71-75, 7 fig. — Exposé d'essais exécutés sur différents types de pieux. En ce qui concerne la force portante des pieux, la formule de Hiley est citée comme donnant des indications sûres. — E. 43545. CDU 624.154.

79-100. Les profils sismiques permettent de gagner du temps dans les opérations de reconnaissance du sol de fondation lors de la construction de l'autoroute du Massachusetts Turnpike (Seismic profiles speed quantity estimates for Massachusetts Turnpike). MURPHY (V. J.); *Civ. Engng.*, U. S. A. (juin 1956), vol. 26, n° 6, p. 50-51, 3 fig. — E. 42618. CDU 625.73 : 624.131.3 : 550.3.

80-100. Application des méthodes géophysiques aux travaux de génie civil. Plichon (J.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (juil.-août 1956) n° 103-104, (Questions générales : 29), p. 651-670, 27 fig. — Les méthodes de prospection géophysiques se ramènent toutes à l'exploration d'un champ existant naturellement ou artificiellement dans le sous-sol. Les méthodes utilisables actuellement sont les méthodes de résistivité et les méthodes sismiques. Dans les méthodes de résistivité, on injecte du courant entre deux électrodes et on mesure entre deux autres électrodes une résistivité apparente dont la valeur est intermédiaire entre les résistivités de tous les terrains intéressés. L'interprétation est plus ou moins facile suivant la nature et les caractéristiques des couches différentes. Les méthodes sismiques utilisent la vitesse de propagation des ondes élastiques

comme paramètre caractéristique du terrain. On distingue la méthode de sismique réflexion et la méthode de sismique réfraction qui permettent de déterminer la qualité des terrains et l'épaisseur des différentes couches. La géophysique peut s'appliquer à de nombreux problèmes de génie civil. — E. 42605. CDU 530.3.

81-100. Participation du sol de fondation aux vibrations des systèmes soumis à des charges, dynamiques (Der mitschwingende Baugrund bei dynamisch belasteten Systemen). POLZ (K.); *Bautechnik*, All. (juin 1956), n° 6, p. 185-190, 5 fig. — Étude de l'influence des vibrations sur la poussée des terres et la résistance du sol. — E. 42528. CDU 624.131.5 : 15 : 534.

82-100. Calcul de l'écoulement de la nappe souterraine (Zur Berechnung des hydraulischen Grundbruchs). *Wasserwirtschaft*, All. (juin 1956), n° 9, p. 230-235, 8 fig., 17 réf. bibl. — Étude de l'écoulement de la nappe souterraine dans le cas de pente prononcée du courant, danger de désagrégation et de soulèvement du sol de fondation des barrages. Détermination des dimensions nécessaires à donner aux fondations pour éviter des dommages aux barrages. — E. 42419. CDU 624.131.6 : 627.8 : 532.5.

83-100. Quelques problèmes relatifs à la poussée des terres. DESCANS (L.), *Ann. Trav. publ. Belg.*, Belg. (1955), n° 5, p. 5-30, 32 fig. — E. 42724. CDU 624.131.5 : 69.022.2.

84-100. Poussée des terres constituées de matériaux cohérents sur les murs de soutènement (Tlak soudržných zemin na operne zdi). PEJCHOTA (Z.); *Inz. Stavby*, Tchecosl. (21 mai 1956), vol. 4, n° 5, p. 224-228, 6 fig., 4 réf. bibl., (résumés russe, allemand). — E. 42233. CDU 69.022.2 : 624.042.

## Cic Surface du globe. Hydrographie. Érosion.

85-100. Étude sur modèle du fleuve Delaware. Rapport n° 1 : Vérification hydraulique et étude de la salinité (Delaware river model study. Report n° 1. Hydraulic and salinity verification). *Corps Engrs. U.S. Army (Waterways Experim. Stn. Vicksburg, Miss.)*, U. S. A. (mai 1956), Tech. Memor. n° 2-337, vii + 25 p., 8 fig., 74 pl. h.-t. — La présente étude est la première d'une série de rapports rendant compte des essais exécutés au Laboratoire d'Hydraulique de Vicksburg sur un modèle réduit de l'estuaire du fleuve Delaware. — Description de l'estuaire, caractéristiques hydrauliques, salinité, problèmes posés par l'entretien du chenal de navigation, la salinité, le déversement dans la rivière des eaux usées. Étude du modèle et description de l'appareillage qu'il comporte. Conclusions. — E. 42936. CDU 627.7 : 532.5 : 54 (06).

86-100. Érosion fluviale à l'aval des grands barrages. Étude théorique et pratique du phénomène de l'érosion à l'occasion de l'aménagement du Rio Mendoza (Argentine) (Las erosiones fluviales aguas abajo de diques de embalse. Su

comprensión teorica-practica en un ejemplo del Rio Mendoza). KUPER (F. M.); *Tecnica*, Argent. (déc. 1955), vol. 2, n° 2, p. 47-60, 11 fig. — E. 42951. CDU 627.7/8 : 620.19.

## Co CONDITIONS GÉNÉRALES

### Coc Conditions économiques.

87-100. Réduire le coût de la construction en améliorant l'organisation. *Bâtir*, Fr. (juil. 1956), n° 60 : *Structura* n° 3, p. 102-110; (en français, en anglais et en allemand) — Analyse des exposés présentés à une réunion organisée par l'industrie britannique du Bâtiment à Londres. Planning préliminaire, organisation du chantier, prix de revient, primes. — E. 43501. CDU 69.003/8.

88-100. Problèmes économiques des maisons d'habitation élevées (Fragen der Wirtschaftlichkeit bei Wohnhochhäusern). KRÄNTZER (K. R.); *Bauwelt*, All. (3 sep. 1956), n° 36, p. 841-844, 9 fig., 7 réf. bibl. — Bref examen des nombreux facteurs influant sur le prix des maisons d'habitation élevées. — E. 43617. CDU 69.003.12 : 728.2.011.27.

89-100. Études comparatives du prix de revient des constructions scolaires (Comparative cost studies of school buildings). COWGILL (C. H.); *Bull. Virginia Polytech. Inst.*, (Engng Experim Stn Series n° 99) U.S.A. (mai 1955), vol. 48, n° 7, 42 p., 23 fig. — La brochure donne les résultats d'une enquête ayant porté sur des salles de classe avec éclairage naturel sur un ou deux côtés dans des bâtiments en rez-de-chaussée ou à un étage avec couloir central ou couloir latéral. Le prix de revient a été calculé pour des bâtiments comportant six, huit, et dix salles de classes. — E. 42669. CDU 69.003.12 : 727.1.

90-100. Le devis estimatif. ARIEBA (J. C.); *Bâtir*, Fr. (juil. 1956), n° 60 : *Structura*, n° 3, p. 114-119 (en français, en anglais et en allemand) — Exposé d'une méthode mise au point par le Ministère de l'Éducation britannique et permettant de calculer le prix de revient d'une construction dans la phase de l'élaboration des plans. — E. 43501. CDU 69.003.12.

### Cod l Normalisation.

91-100. Normes ASTM sur les agrégats minéraux et le béton (ASTM standards on mineral aggregates and concrete). Edit. : Amer. Soc. Test. Mater., U. S. A. (mars 1956), 1 vol., xi + 347 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 1969 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 43659. CDU 691.2/8 : 389.6 (73) (03).

### Cof m Manuels. Cours. Traités.

92-100. Annuaire du Secrétariat d'État à la Reconstruction et au Logement. Année 1956. — Ed. : S. A. Publicifa, 9 rue Scribe, Paris, Fr 1 vol. (16 × 24 cm), 338 p., F 2000. — E. 43865. CDU 058.2 : 351 (44).

## D. — LES ARTS DE LA CONSTRUCTION

### Dab MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION

#### Dab j Matériaux métalliques.

93-100. Étude expérimentale des caractéristiques mécaniques des câbles de précontrainte utilisés pour la reconstruction du pont de Villeneuve-Saint-Georges sur la Seine. BONNET (M.); *Ann. Ponts Chauss.*, Fr. (juil.-août 1956), n° 4, p. 463-526, 47 fig., 1 réf. bibl. — Essais

de réception en usine des fils constitutifs des câbles, recherche en laboratoire des qualités élastiques et des charges réelles de rupture, détermination du module d'élasticité apparent sur le banc d'essai du chantier, choix et contrôle du mode de culottage des tronçons de câbles. Conclusions tirées des essais. Comportement des câbles trois ans après la mise en service du pont. — E. 43427. CDU 620.16 : 624.071.2 : 624.27 : 693.56.

94-100. Emploi de l'aluminium dans les constructions (Byggningskonstruksjoner av aluminium). SELBERG (A.); *Tek. Ukeblad*, Norv. (5 juil. 1956), n° 27, p. 609-617, 23 fig., 5 réf. bibl. — Possibilités des nouveaux matériaux d'aluminium et alliages d'aluminium dans la construction d'immeubles, de ponts et d'ouvrages divers. Emploi simultané d'acier et d'aluminium. Peinture nécessaire ou non suivant la région. Séparation nécessaire du béton



au moyen de bitume, et du bois de chêne avec du chromate de zinc. — E. 42866.

CDU 624.014.7 : 624.016.

95-100. **Emploi d'alliages légers dans la construction des ponts** (W sprawie stosowania metali lekkich w mostownictwie). SZELAGOWSKI (F.); *Archiw. Inzyni. Ladowej*, Pol. (1955), t. 1, n° 3-4, p. 80-95, 7 fig., 5 réf. bibl., (résumé anglais). — Étude des caractéristiques des alliages d'aluminium et de l'utilisation de ces alliages dans la construction des ponts, comparaison avec l'acier de construction. — E. 42546.

CDU 691.77 : 624.21.

## Dab le Liants. Chaux. Plâtre. Ciments.

96-100. **Le ciment Portland**. *Centr. Inform. Industr. ciment. belg.*, Belg. (1955), 82 p., 120 fig. — Étude de la fabrication du ciment Portland : matières premières entrant dans cette fabrication, préparation par voie humide ou voie sèche. Cuisson, mouture, emmagasinage. Contrôle de fabrication. Composition chimique et constituants minéralogiques du ciment Portland. Hydratation des constituants du ciment, rôle des constituants hydratés dans la prise, le durcissement et les propriétés du ciment Portland. Normes belges et essais de réception des ciments Portland. Domaines d'emploi. — E. 43291.

CDU 666.94 : 389.6 (493).

97-100. **La place du ciment Portland dans la confection du béton** (The place of Portland cement in concrete making). SHELLARD (E.); *Reinf. Concr. Rev.*, G.-B. (juin 1956), vol. 4, n° 2, p. 69-94. — Étude du rôle du ciment Portland dans la technologie moderne du béton. Historique, contrôle de qualité, normes britanniques, état actuel de la technologie du béton, perspectives d'avenir. — E. 43076.

CDU 666.94 : 666.972 : 389.6.

98-100. **Idées actuelles sur l'hydratation des ciment**. BROCARD (J.); *Silicates industr.*, Belg. (juin-juil. 1956), p. 271-279, 8 fig., 28 réf. bibl. — Revue des progrès réalisés ces dernières années dans la connaissance des ciments hydratés, présentée aux Journées d'Études « Liants hydrauliques » de juin 1955 de l'Association Belge pour favoriser l'Étude des Verres ou de Composés siliceux. — E. 43607.

CDU 666.94 : 666.1 : 061.3.

99-100. **Le durcissement des divers types de ciments en fonction du temps et de la température** (Ueber die Zeit-Temperatur-Abhängigkeit der Erhärtung verschiedener Zementarten). BRAND (W.); *Zement-Kalk-Gyps*, All. (juil. 1956), n° 7, p. 328-332, 10 fig., 10 réf. bibl., (résumés anglais, français). — E. 43311.

CDU 666.94 : 666.972.015.7.

100-100. **Le problème de la résistance au gel des ciments** (Zur Frage der Frostbeständigkeit der Zemente). CZERNIN (W.); *Z. O. I. A. V.*, Autr. (3 juil. 1956), n° 13-14, p. 141-145, 8 fig., 3 réf. bibl. — E. 42870.

CDU 666.94 : 620.193 : 69.03 « 324 ».

101-100. **L'action du chlorure de sodium sur le ciment** (Azione del cloruro di sodio sul cemento). GNISCI (S.), RADENTI (G.); *Cemento*, Ital. (juin 1956), n° 6, p. 3-10, 13 fig., 5 réf. bibl. — E. 43218. CDU 666.94 : 620.193.

## Dab lel r Sous-produits industriels.

102-100. **Classification et caractéristiques des scories employées comme matières premières dans la construction** (en russe) SIVERTZEV (G. N.); *Minist. Stroitelstva Zentralny na-ouchno issledovatel'skii Inst. promyshlennykh sooruzhenii* (ZNPS) U. R. S. S. (1955), Inform. soobshchenie, n° 18, 119 p., 4 fig. — nombr. réf. bibl. — E. 42587. CDU 691.322.

## Dab lel s Agglomérés.

103-100. **Nouveaux types d'agglomérés de béton pour les bâtiments agricoles** (Neue Betonsteinformen in der Landwirtschaft). SCHÖNROCK; *Betonst.-Ztg.*, All. (juin 1956), n° 6, p. 297-305, 25 fig. (résumés anglais, français). — Intérêt de l'emploi des agglomérés de béton pour la construction des silos. — E. 42609.

CDU 691.327/8 : 725.36.

## Dab m Bois et matériaux à base de bois.

104-100. **Produits d'addition minéraux dans l'industrie du carton bitumé pour toitures** (Mineralische Zusatzstoffe in der Dachpappenindustrie). WALTHER (H.); *Bitum.-Teere Asph.-Peche-verb. Stoffe*, All. (juin 1956), n° 6, p. 227-230, 25 fig. — E. 42774. CDU 69.024.158.

## Dab mo Matières plastiques.

105-100. **Emploi des résines glycérophthaliques dans les peintures et vernis pour le bâtiment**. LOESER (P.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (sep. 1956), n° 105, (Aménagement intérieur : 12), p. 771-774. — Les résines glycérophthaliques permettent d'apporter dans la peinture des solutions de rapidité et d'économie que ne permet pas la peinture traditionnelle. Différences physicochimiques entre les films à base d'huile végétale et ceux à base de résines polymérisées. Avantages des glycérophthaliques par rapport aux autres résines. Difficultés de fabrication. — E. 43974. CDU 691.175 : 667.6.

105-100. **Les propriétés physiques et mécaniques des plastiques, les stratifiés et plastiques « Sandwich »**. DIETZ (A. G. H.); *Plastiques Bâtim.*, Fr. (juin-juil. 1956), n° 3, p. 11, 13-17, 11 fig. — E. 43102. CDU 691.175 : 539.3/5.

## Dab n Matériaux spéciaux.

### Caractéristiques

### particulières.

### Isolants. Réfractaires.

106-100. **Emploi de l'asphalte coulé pour le revêtement des tabliers de ponts métalliques** (dalles orthotropes) (Primena livenog asfalta na celicnim mostovima sa ortotropnom plocom). MARZOVIC (M.); *Nase Gradenarstvo*, Pol. (août 1956), vol. 10, n° 8, p. NG 173-NG 180, 14 fig. (résumé allemand). — Étude de la pose d'un revêtement d'asphalte sur les tôles du tablier. Exposé du mode opératoire. — E. 43348. CDU 69.025.331.2 : 624.21.025.

107-100. **Considérations sur l'état actuel et les tendances dans l'emploi de matériaux isolants thermiques et acoustiques dans la République populaire roumaine** (Consideratii privind situatia actuala si caile de dezvoltare a folosirii materialelor termo si fonoizolatoare in R. P. R.). GHEORGHITA (St.); *Industr. Constr. Mater. Constr.*, Roum. (1956), n° 6, p. 363-373, 3 fig., 18 réf. bibl. — E. 43454.

CDU 699.84/6 : 691 (498).

## Dab p Extraction. Fabrication.

### Récupération.

108-100. **Récupération des déchets des fumées industrielles**. Étude de la récupération des poussières métalliques contenues dans les fumées (Kostbar rog). GRAM (N.), LUISBERG JENSEN (A.); *Ingenioren*, Danm. (30 juil. 1956), n° 26, p. 539-545, 16 fig., 10 réf. bibl. — Exposé des procédés de filtration utilisés aux États-Unis, et description d'une réalisation effectuée au Danemark par une entreprise métallurgique. Depuis 1953, on a recueilli dans des sacs 3 000 à 4 000 t de métal. — E. 43264.

CDU 628.53 : 691.7.

## Dac PEINTURES. PIGMENTS.

### VERNIS. PRODUITS ANNEXES

109-100. **Études sur l'écoulement de la résine lors du séchage des bois** (Untersuchungen über den Harzaustritt bei der Holztrecknung). KOLJO (B.); *Svenska Träforskningsinst. Träteh.*, Suède (1956), Meddel. 79 B., 10 p., 18 fig., 26 réf. bibl. — (Tiré de : *Holz Roh-Werkstoff*, All. 1956, n° 14, p. 172-181). — Caractéristiques de la résine. Sa composition chimique. Étude de l'écoulement de la résine du bois de pin à diverses températures. Détermination de la température de ramollissement de la résine de divers conifères. Étude sur les changements de couleur de la résine. — E. 43125.

CDU 691.178 : 491.113.

110-100. **L'avenir, dans le bâtiment, des peintures de conception technique moderne**. CLEUET (L.); *Trav. Peint.*, Fr. (juil. 1956), vol. 11, n° 7, p. 318-321. — E. 43236.

CDU 667.61

## Dad PROPRIÉTÉS GÉNÉRALES DES MATÉRIAUX

111-100. **De la gélivité des bétons. La suppression en est-elle possible**. I. II (fin) ORTH (J.). *Tech. mod. Constr.*, Fr. (juin 1956), t. 11, n° 6, p. 163-172, 18 fig.; (juil. 1956), n° 7, p. 203-212, 11 fig., 8 réf. bibl. — Compte rendu d'essais entrepris depuis 1953 au laboratoire D'E. D. F. à Albertville. Résultats acquis en ce qui concerne les facteurs suivants : ciment, agrégats, granulométrie. — E. 42718, 43119.

CDU 666.972 : 620.193 : 536.5.

## Daf SÉCURITÉ

### DES CONSTRUCTIONS

## Daf j Essais et mesures.

112-100. **Analyse du béton frais** (Analyse av fersk betong). BOHMER (J. F.); *Tek. Ukeblad*, Norvège (7 juin 1956), n° 23, p. 521-526, 6 fig., 2 réf. bibl. — Compte rendu de recherches expérimentales pour l'analyse de mortiers et de bétons de composition connue. Les procédés actuels d'analyse ne sont pas à la hauteur du niveau technique moderne. Intérêt de l'emploi des isotopes radioactifs. — E. 42383.

CDU 666.97.

113-100. **Compte rendu provisoire sur les recherches concernant les revêtements routiers** (Forelobig beretning vedr. taepforskningsarbejdet). *Dansk Vejtidskrift*, Danm. (avr. 1956), n° 4, p. 57-85, 18 fig., 7 réf. bibl. — Exposé détaillé des recherches relatives aux méthodes d'essai, à la stabilité, à la rugosité et à la résistance à l'usure, effectuées au Danemark sur cent quatre-vingt-quatre sections de rues ou de routes. Les agrégats et les liants ont fait également l'objet de recherches. — E. 41798.

CDU 625.7 : 69.001.5 : 620.1.

## Daf l

### Corrosion.

114-100. **Corrosion des pièces en fer noyées dans le béton de ciment** (Corrosioni di membratura metalliche ferrose immerse nel calcestruzzo di cemento). VALLINI (A.); *Energ. elettr.*, Ital. (mai 1956), vol. 33, n° 5, p. 535-538, 4 fig. — E. 426567.

CDU 620.19 : 691.714 : 666.972.

115-100. **Les efflorescences** (Ausblühungen). BERGMANN (K.); *Ziegelindustrie*, All. (2 juil. 1956), n° 12, p. 449-453, 13 fig., 4 réf. bibl. — Compte rendu de travaux de l'Institut de Recherches sur les Produits céramiques d'Essen-Kray. — E. 42569. CDU 691.42 : 620.191.

116-100. **Corrosion par la fumée** (Rogs korrosion). ARUP (H.); *Varme*, Danm. (avr. 1956), n° 2, p. 13-16, 3 fig., 4 réf. bibl. — L'Institut



de Recherches Danois sur le Bâtiment a commencé des recherches sur l'épuration des fumées des installations de chauffage central. Études de laboratoire, mesures de corrosion sur fer et zinc dans vingt-deux localités, sous divers climats, dans des pays différents. — E. 41843. CDU 620.19 : 628.512.

117-100. Recherches sur la corrosion de rideaux de palplanches métalliques du canal Rhin-Herne et du canal Dortmund-Ems (Korrosionsuntersuchungen an Stahlpundwänden des Rhein-Herne-Kanals und des Dortmund-Ems-Kanals). ILLIGER; *Bautechnik*, All. (juin 1956), n° 6, p. 190-195, 15 fig. — E. 42528. CDU 620.19 : 624.157.1 : 691.714.

118-100. La protection cathodique des canalisations en béton précontraint (Proteção catódica das linhas de concreto protendido). GOMES DOS REIS (Ed.); D. A. E., Brésil (mai 1956), n° 27, p. 73-88, 11 figs., 2 fig. h.-t. — Rappel des méthodes de protection des canalisations métalliques enterrées et notamment de la protection cathodique. Application au béton précontraint. Mesures pratiquées et installations réalisées sur une canalisation d'adduction d'eau de 1,10 m de diamètre. — E. 43209. CDU 620.197 : 621.643.2 : 693.56.

119-100. La protection anti-corrosive de la conduite forcée de Montpezat. CROYÈRE (M.); *Houille blanche*, Fr. (mai-juin 1956), n° 2, p. 312-315, 3 fig. — E. 42890. CDU 620.197 : 628.14 : 624.043.

Daf m Stabilité des constructions.

120-100. La sécurité dans les constructions. LÉVY (R.); *Travaux*, Fr. (août 1956), n° 262, p. 435-440, 3 fig., 10 réf. bibl. — Étude de l'application de la théorie des probabilités. — E. 43221. CDU 624.046.5 : 519.

121-100. Prescriptions du Règlement américain de la construction sur les charges théoriques minima dans les bâtiments et autres ouvrages (American standard building code requirements for minimum design loads in buildings and other structures). *American Standard Association*, 70 East Forty-fifth Street, New York 17, N. Y., U. S. A. (1<sup>er</sup> juin 1956), ASA-A58-1-1955, appr. 3 sep. 1955, 29 p., 15 fig. — Recueil des charges de toute nature à prendre en compte : surcharges temporaires, charge permanente, pression hydrostatique et pression du sol, charges dues au vent, charges dues aux séismes. — E. 43594. CDU 624.042 : 351.785 (73).

122-100. Prescriptions techniques sur la construction. Bâtiment. Travaux publics. Direction des travaux. Reconstruction. (Technische Baubestimmungen. Hochbau. Tiefbau. Baulenkung. Wiederaufbau). GOTTSCH (H.), HASEN-JÄGER (S.), WEISSWANG (W.); Edit. : R. Müller, All., 3 vol. : I (1954) 4<sup>e</sup> édit., 526 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl.; II (1955), 4<sup>e</sup> édit., 594 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl.; III (1956), 4<sup>e</sup> édit., 610 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 1972 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 42276, 42277, 42278-A. CDU 69 : 624 : 389.6 : 35 (43).

123-100. Règles pour la construction en béton armé (ACI 318-56) (Building code requirements for reinforced concrete-ACI 318-56). THOMPSON (J. P.), KERÉKES (F.); J. A. C. I., U. S. A. (mai 1956), vol. 27, n° 9, p. 913-986, 14 fig., 1 réf. bibl. — Généralités, matériaux et essais, qualité du béton et contraintes admissibles, mise en œuvre et mise en place du béton, coffrages. Règles générales de calcul. Adhérence et ancrage. Dalles champignons, poteaux et murs en béton armé, semelles, éléments préfabriqués. En annexe, extrait de rapport sur le calcul à la rupture. — E. 42957. CDU 693.55 : 389.6.

124-100. Les nouvelles directives allemandes pour la construction de revêtements routiers en béton (Die neuen Richtlinien für den Bau von Betonfahrbahnen). SCHNABEL (H.); *Strasse-Autobahn*, All. (juil. 1956), n° 7, p. 221-227, 4 fig. — Commentaires explicatifs sur ces directives. — E. 43215. CDU 625.84 : 35.

125-100. Conditions nouvelles à imposer aux ponts suspendus. LEINEKUGEL LE COCQ (G.); *Génie civ.*, Fr. (15 juil. 1956), t. 133, n° 14, p. 274-275, 1 fig. — Note sur les causes d'effondrement des ponts. — E. 43015. CDU 624.5 : 624.042 : 69.059.22.

126-100. Le coefficient de sécurité et le calcul statique des constructions (Om sikkerhedsgraden i statiske konstruktioner). MOE (A. J.); *Ingeniøren*, Danm. (11 mai 1956), n° 18, p. 374-381, 8 fig., 20 réf. bibl. — Exposé historique. Conceptions actuelles du coefficient de sécurité. Propositions en faveur d'une forme pratique du coefficient de sécurité. Coefficient à utiliser pour la construction des ponts et des immeubles d'habitation. — E. 41965. CDU 624.046.5.

## Deb INFRASTRUCTURE ET MAÇONNERIE

Deb ja Consolidation du sol. Assèchement. Drainage.

127-100. Stabilisation de l'argile lourde. Compte-rendu d'une expérience à Hornchurch, Essex (Stabilisation of heavy clay. An experiment at Hornchurch). CRUCHLEY (A. E.); *Roads Road Constr.*, G.-B. (juin 1956), vol. 34, n° 402, p. 164-168, 11 fig., 7 réf. bibl. — Description d'un chantier expérimental pour la réalisation d'une section de route en sol-ciment. — E. 42891. CDU 624.138 : 691.4 : 666.94.

128-100. La stabilisation des sables avec les liants bitumineux. LELU (V.); *Rev. gén. Routes Aérodr.* Fr. (juin 1956), n° 293, p. 79-86, 89-92, 12 fig., 3 réf. bibl. — Étude de l'utilisation de sable fin, convenablement traité avec un liant bitumineux pour la réalisation d'une couche de base ou d'une couche de liaison d'un revêtement routier. — E. 42476. CDU 625.73 : 691.223 : 691.16.

129-100. Les enrobés au cut-back REVERDY (G.); *Rev. gén. Routes Aérodr.*, Fr. (juin 1956), n° 293, p. 57-64, 69-76, 42 fig. — E. 40476. CDU 625.8.

130-100. Emploi de vibrations pour le compactage en profondeur des sols pulvérulents (Use of vibration for the deep compaction of granular soil). CASSEL (F. L.); *Civ. Engng.*, G.-B. (mai 1956), vol. 51, n° 599, p. 532-536, 9 fig., 19 réf. bibl. — E. 42623. CDU 624.138 : 534.

131-100. Le compactage (Kromprimering). *Dansk Vejtidskrift*, Danm. (juin 1956), CHRISTIANSEN (G.) n° 6, p. 105-116, 18 fig., 4 réf. bibl. — Le sol est un matériau peu homogène, mais on peut améliorer ses caractéristiques par le compactage, qui donne à ses grains une cohésion plus grande en augmentant sa stabilité et sa force portante. Courbes de Proctor pour de l'argile morainique et du sable à grains uniformes. Essai de compactage d'argile morainique. Aspect du terrain après compactage. Cahier des charges concernant les travaux de compactage. — E. 42928. CDU 624.138 : 625.73.

132-100. Coût du compactage (Hvad koster kromprimering). CHRISTIANSEN (G.); *Dansk Vejtidskrift*, Danm. (juin 1956), n° 6, p. 116-121, 5 fig. — Les exigences concernant la qualité des revêtements routiers sont de plus en plus élevées. Le compactage améliore cette qualité; coût du compactage selon l'engin utilisé, en Suède et en Grande-Bretagne, par heure de travail. — E. 42928. CDU 624.138 : 625.73 : 69.003.12.

133-100. Effet sur le compactage des sols de la pression des pneumatiques et du nombre de passage des rouleaux à pneumatiques, ainsi que de la pression de contact des pieds des rouleaux à pieds de mouton (Effect on soil compaction of tire pressure and number of coverages of rubber-tired rollers and foot-contact pressure of sheepfoot rollers). *Corps Engrs U.S. Army, (Waterways Experim. Stn, Vicksburg, Miss.)*, U. S. A. (juin 1956), Tech. Memor. 3-271, vii + 36 p., 8 fig., 2 fig. h.-t., 37 pl. h.-t. — Description des essais effectués sur des remblais expérimentaux en faisant varier la pression des pneumatiques ou la charge des engins suivant le cas. Résultats obtenus. — E. 43162. CDU 624.138 : 621.8 : 69.001.5.

134-100. Injections de gels de silicates pour la consolidation et l'imperméabilisation des sols (Injektionen zur Bodenverfestigung und Abdichtung mit Silikatgelen). NEUMANN (H.); *Bautechnik*, All. (juin 1956), n° 6, p. 212-215, 5 fig., 7 réf. bibl. — Étude du procédé « Joosten » et du procédé « Monosol » et intérêt de ces procédés dans les travaux de fondation. — E. 42528. CDU 624.138.

135-100. Drains de sable verticaux. I. II. (fin). (Vertikale Sanddrains). ZELLER (J.), ZEINDLER (H.); *Strasse Verkehr*, Suisse (juin 1956), n° 6, p. 278-286, 15 fig., 2 réf. bibl. (29 juin 1956), n° 7, p. 315-323, 16 fig., 48 réf. bibl. — Méthode de consolidation de sols peu perméables sujets aux tassements. — E. 42552. 42946. CDU 625.78 : 625.73.

136-100. Abaissement et épuisement de la nappe souterraine lors de la construction de la section Seestrasse-Kurt-Schumacher-Damm du chemin de fer métropolitain de Berlin (Grundwasserabsenkung und -haltung beim Bau des U-Bahnabschnittes Seestrasse-Kurt-Schumacher-Damm in Berlin). BREHM (H. R.); *Bautechnik*, All. (juil. 1956), n° 7, p. 244-246, 5 fig. — E. 43007. CDU 624.131.6 : 624.19.

## Deb ji Fondations.

137-100. Importance du problème des fondations pour la réalisation économique de bâtiments scolaires (To save school construction dollars, look to the foundation). BEAULIEU (A. G.); *Civ. Engng.*, U. S. A. (juin 1956), vol. 26, n° 6, p. 33-37, 8 fig. — Considérations pratiques sur le choix de l'emplacement, étude des procédés utilisés pour la construction des bâtiments de la Junior High School à Hamden (U. S. A.), emploi de pieux de fondation en béton coulés sur place. — E. 42618. CDU 624.151/6 : 727 : 69.003.

138-100. Les fondations de la centrale hydroélectrique de Jochenstein (Autriche) sur le Danube (Die Gründung des Kraftwerkes der Staustufe Jochenstein). KUHN (R.); *Bauingenieur*, All. (juin 1956), n° 6, p. 197-204, 17 fig. — Caractéristiques générales de cette centrale au fil de l'eau. Géologie du sol de fondation, étude statique de l'ouvrage, problème des joints, considérations hydrauliques. Exécution des travaux. — E. 42350. CDU 624.157 : 621.311.21 : 627.15.

139-100. Le développement des fondations par air comprimé en Hongrie (Die Entwicklung des Druckluftverfahrens in Ungarn). SZÉCHY (K.); *Oesterr. Bauz.*, Autr. (mai-juin 1956), n° 5-6, p. 126-135, 20 fig., 1 réf. bibl. — Caractéristiques des caissons en acier, en béton armé. Caissons ouverts. Mise en place des caissons. — E. 42568. CDU 624.157.3 (439.1).

140-100. Consolidation de murs de quai au moyen de rideau de palplanches non ancrés (Sicherung von Ufermauern durch unverankerte Spundwände). ZWECK; *Bauingenieur*, All. (juin 1956), n° 6, p. 205-208, 6 fig., 7 réf. bibl. — Étude des procédés utilisés pour la consolidation des murs de quai des ports du Rhin dans



la région de Duisburg, en raison de l'érosion du fond du lit du fleuve. — E. 42350.

CDU 624.159.3 : 627.33.

141-100. Considérations sur les sables bouillants (Ueber Schwimmsand und Fließes). CARP (E.); *Bautechnik*, All. (juin 1956), n° 6, p. 198-203, 8 fig., 37 réf. bibl. — Dispositions à observer lors de l'exécution des fondations, compactage et consolidation du sol. — E. 42528.

CDU 624.15 : 691.223 : 624.138.

142-100. Recherches sur les infiltrations d'eau au-dessous des ouvrages hydrauliques dans le cas de sous-sol non homogène. I. II. (fin) (Vízépítési mutargyak alatti szivargas vizsgálati inhomogén altalaj esetén). OLLOS (G.); *Hidrolog. Közlöny*, Hongrie (jan.-fév. 1955), n° 1-2, p. 1-5, 6 fig.; (mars-avr. 1955), n° 3-4, p. 117-126, 17 fig., 11 réf. bibl. — Compte-rendu d'essais sur modèles effectués au Laboratoire de Recherches sur les Ouvrages hydrauliques à l'Université de Budapest. Les recherches ont porté sur des couches de perméabilité différente. Les résultats enregistrés ont montré l'influence décisive de la structure du sol sur les phénomènes d'infiltration et sur le mouvement des eaux souterraines. Il a été constaté que la structure la plus défavorable est celle où la couche supérieure est composée de grains plus fins que ceux des couches sous-jacentes. — E. 36339, 41330.

CDU 69.059.22 : 624.131.6 : 626/7 : 69.001.5.

143-100. Infiltrations d'eau sous les barrages en terre (Gat alatti szivargas vizsgálat). KOVACS (G.); *Hidrol. Közl.*, Hongr. (juin 1956), vol. 36, n° 3, p. 171-185, 25 fig., 5 réf. bibl. (résumés russe, anglais). — Exposé théorique avec étude des méthodes de calcul. — E. 43391.

CDU 624.131.6 : 627.8 : 691.4.

144-100. Les fondations spéciales d'un immeuble de 22 étages à usage de bureaux à Rio-de-Janeiro. *Tech., Trav.*, Fr. (juil.-août 1956), n° 7-8, p. 238-244, 13 fig. — Description du système de fondations comportant 81 pieux métalliques et 167 pieux *Frahki* en béton moulés dans le sol. — E. 43089.

CDU 624.155 : 721.011.27.

145-100. Emploi de pieux en béton précontraint de 39,9 m de longueur lors des travaux de modernisation des quais sur le front de mer de San Francisco (Pier modernization job on San Francisco waterfront includes record length units where pretensioned piles are 132 ft long). *Engng News Rec.*, U. S. A. (19 juil. 1956), vol. 157, n° 3, p. 33-34, 36, 4 fig. — Organisation du chantier de confection des pieux et description de l'équipement utilisé. — E. 43155.

CDU 624.155 : 693.56 : 627.2.

146-100. Que se produit-il dans le sol pendant le fonçage des pieux (Wat gebeurt er in de grond tijdens het heien). DE JOSSELINE DE JONG (G.); *Ingenieur*, Pays-Bas (22 juin 1956), n° 25, p. B. 77-B. 88, 16 fig., 4 réf. bibl. — Exposé présenté à la réunion de la Section de Mécanique des Sols et de la Technique des Fondations qui s'est tenue à Delft le 25 mai 1955. — E. 42632.

CDU 624.155 : 624.131.5.

147-100. Essai de battage de pieux en acier (Rumforsok pa stälpeler). VOLD (R. Chr.); *Tek. Ukeblad*, Norvège (17 mai 1956), n° 20, p. 447-454, 13 fig., 9 réf. bibl. (résumé anglais). — Essais de battage effectués par l'Institut de Mécanique des Sols de Norvège avec mesure de l'enfoncement par coup de mouton de 2,5 t, de la courbure et de la contrainte de compression du pieu. Compte rendu des essais et tableaux de résultats. — E. 42123.

CDU 624.155 : 624.131.38.

## Deb II Bétons.

148-100. Sable et gravier pour les revêtements superficiels et les enrobages (Sand and gravel for surface dressing and coated work). BUD-

DEN (L. W.); *Roads-Road Constr.* G.-B. (août 1956), vol. 34, n° 404, p. 238-241. — Commentaires des normes britanniques et des recommandations du Laboratoire des Recherches routières. — E. 43554.

CDU 691.223/4 : 625.75.

149-100. L'état actuel de la technologie du béton, notamment dans le domaine des produits d'addition (Der heutige Stand der Betontechnologie unter besonderer Berücksichtigung der Zusatzmittel). DOMSCHEIT (E.), SCHOLZ (H.); *Betonst.-Ztg.*, All. (juin 1956), n° 6, p. 305-313, 17 fig. (résumés anglais, français). — E. 42609.

CDU 666.97 : 666.971.32.

150-100. Méthode rapide pour le dosage du béton sur le chantier (A rapid field method for design of concrete mixes). BAKER (C. A.); *J. Instn Engrs*, Austral. (avr.-mai 1956), vol. 28, n° 4-5, p. 119-127, 31 fig. — E. 43167.

CDU 693 : 542.

151-100. Étude du dosage de bétons de caractéristiques déterminées faisant intervenir la surface de calibrage. I. Surface de calibrage (Zusammensetzung von Beton mit bestimmten Eigenschaften mit Hilfe der Körnungsfläche. I : Körnungsfläche). PAWLOWITSCH (A.); *Bautechnik*, All. (juil. 1956), n° 7, p. 234-239, 11 fig., 2 réf. bibl. — Présentation d'une méthode nouvelle plus rigoureuse que celle basée sur le module de finesse d'Abrams et utilisant le coefficient de finesse de Hummel. — E. 43007.

CDU 666.972 : 693.542.

152-100. Bases pour la classification des caractéristiques nuisibles des agrégats du béton (Basis for classifying deleterious characteristics of concrete aggregate materials). SWENSON (E. G.), CHALY (V.); *J. A. C. I.*, U. S. A. (mai 1956), vol. 27, n° 9, p. 987-1002, 12 fig., 14 réf. bibl. — Présentation d'un projet de classification simplifiée basée sur les caractéristiques physiques et chimiques ayant un effet nuisible. — E. 42957.

CDU 691.322 : 666.97 : 53/4.

153-100. La teneur en eau du béton frais (Betongens vattenhalt). NYCANDER (P.); *Betong* Suède (1956), n° 2, p. 107-120, 7 fig., 4 réf. bibl. — E. 42990.

CDU 666.972.

154-100. Mesure de l'ouvrabilité de bétons très peu mouillés (The measurement of the workability of dry concrete mixes). CUSENS (A. R.); *Magas. Concr. Res.*, G.-B. (mars 1956), vol. 8, n° 22, p. 23-30, 14 fig., 11 réf. bibl. — E. 43172.

CDU 620.16 : 666.972 : 693.546.

155-100. Déformations retardées dans le béton (Odkstalcenia opozniona w betonie). BYCHAWSKI (Z.); *Archiv. Inzyni. Ladowej*, Pol. (1956), t. 2, n° 1-2, p. 185-202, 6 fig., 11 réf. bibl. (résumé anglais). — Étude du phénomène de fluage et présentation de la théorie linéaire du fluage. Cette théorie est utilisée pour déterminer les pertes de tension dans les câbles de précontrainte et qui sont dus au fluage et au retrait du béton. — E. 43094.

CDU 666.972.015.46 : 693.56.

156-100. Amélioration du contrôle de la qualité du béton pour revêtements routiers (Suggested quality control method for highway concrete). MAXON (G.); *Roads-Streets*, U. S. A. (juil. 1956), vol. 99, n° 7, p. 72, 74, 78, 2 fig. — E. 43160.

CDU 625.84 : 620.16.

157-100. Relations entre l'âge et la résistance du béton (Maturity and the strength of concrete). FLOWMAN (J. M.); *Magas. Concr. Res.*, G.-B. (mars 1956), vol. 8, n° 22, p. 13-22, 12 fig., 15 réf. bibl. — E. 43172.

CDU 539.4 : 666.972 : 693.547.

158-100. Problèmes relatifs aux projets de plateformes utilisées pour la confection d'éléments préfabriqués en béton (Probleme in legatura cu proiectarea platformelor poligon pentru productia de prefabricate). NEGRU (R.); *Industr. Constr. Mater. Constr.*, Roum. (1956), n° 6, p. 338-350, 14 fig., 8 réf. bibl. — E. 43454.

CDU 69.057.6 : 69.002.2 : 693.5.

159-100. Problèmes de bétonnage et méthodes d'organisation des chantiers dans les régions tropicales (Concreting problems and methods in hot climates). HARRIS (D. P.); *Reinf. Concr. Rev.*, G.-B. (juin 1956), vol. 4, n° 2, p. 95-125, 26 fig. — Importance d'une organisation rationnelle des chantiers, exemples de réalisations à Rangoon, à Kuwait et dans les colonies britanniques d'Afrique. Discussion. — E. 43076.

CDU 693.542/6 (213).

160-100. Organisation des chantiers de construction pendant la période d'hiver (Organizarea santierelor pentru lucrul de iarna). *Industr. Constr. Mater. Constr.*, Roum. (1956), n° 4, p. 199-210, 18 fig., 6 réf. bibl. — Étude des mesures à prendre pour les travaux de bétonnage par temps froid, utilisation du chauffage électrique pour la confection des éléments préfabriqués et le réchauffage du béton et de l'eau de gâchage. Exemples de réalisations. — E. 42421.

CDU 69.03 « 324 » : 693.547 : 697.71.

161-100. Le traitement thermique du béton (Asupra tratarii termice a betonului). ANTOHI (L.); *Industr. Constr. Mater. Constr.*, Roum. (1956), n° 6, p. 351-357, 6 fig., 2 réf. bibl. — E. 43454.

CDU 693.547.

162-100. Quelques réalisations en vacuum concrete. *Bâtir*, Fr. (juil. 1956), n° 60; *Structura*, n° 3, p. 120-131, 31 fig. (en français, en anglais et en allemand) — Principe des procédés vacuum concrete, avantage de l'emploi du vacuum concrete, description de quelques réalisations. — E. 43501.

CDU 693.547.

163-100. Quelques recherches expérimentales sur le béton traité par le vide (Niekol'ko skusenosti s vakuovanim betonu). FARSKY (R.); *VUSKM; Inzr. Stavby*, Tchecosl. (21 juin 1956), vol. 4, n° 6, p. 261-265, 13 fig. (résumé allemand) — Description d'essais d'utilisation de béton essoré sous vide pour le parement des murs d'ouvrages hydrauliques et la réalisation de revêtements de sols dans des bâtiments industriels. — E. 42690.

CDU 693.547.

164-100. Produits d'addition pour le béton. Résultats d'essais en laboratoire et sur le chantier avec le « Lissapal N » (Additiv per calcestruzzo. Risultati di prove di laboratorio e di cantiere con « Lissapal N »). ZANI (V.); *Cemento*, Ital. (mai 1956), n° 5, p. 7-14, 9 fig. — E. 42883.

CDU 666.972.16 : 620.1.

165-100. Utilisation d'aluminate de soude comme produit d'addition aux bétons et mortiers utilisés pour la construction d'ouvrages hydrauliques et dans les travaux d'étanchéité (Aluminatul de sodiu ca adaos special la betoanele si mortarele folosite la lucrul hidro-tehnic si lucrul de etansari). *Industr. Constr. Mater. Constr.*, Roum. (1956), n° 4, p. 242-250, 15 fig., 2 réf. bibl. — E. 42421.

CDU 666.972.16 : 626.

166-100. Recherches sur la mousse carbonatée (pour la préparation du béton cellulaire). (en russe). ROSENFELD (L. M.); *Minist. Stroitelstva Zentralny nauchno-issledovatel'skii Inst. promyshlennyykh sooruzhenii (ZNIPS)*, U. R. S. S. (1955), Inform. soobshchenie n° 23, 52 p., 25 fig., 38 réf. bibl. — E. 42591.

CDU 666.971.32 : 666.973.6.

167-100. Le béton léger en Afrique du Sud (Lightweight concrete in South Africa). FISK (R. J.); *Engr. Foundryman*, Afr. Sud (mai 1956), vol. 21, n° 1, p. 57-61, 6 fig., 15 réf. bibl. — Caractéristiques des principaux types de béton léger, tendances en Amérique et en Europe, emplois du béton léger en Afrique du Sud, notamment pour le logement de la population indigène. — E. 42641.

CDU 666.973 : 728.3 (68).

168-100. L'association du béton hydraulique et du béton hydrocarboné. DUAR; *Monit. Trav. publ. Bâtim.*, Fr. (30 juin 1956), n° 26, p. 45, 47-48. — Caractéristiques d'emploi et



de comportement de ces deux matériaux en technique routière. — E. 42829.

CDU 666.972 : 625.7.

169-100. Béton pour la protection contre les radiations (Beton für Strahlungsschutz). JAEGER (T.); *Bauplan.-Bautech.* All. (juin 1956), n° 6, p. 221-233, 257, 22 fig., 78 réf. bibl. — Exposé d'ensemble sur les études entreprises dans les divers pays du monde. Notions sur les mesures de protection contre les radiations, conditions d'emploi du béton, notamment pour la protection contre les radiations nucléaires, composition, agrégats lourds, perspectives d'avenir. — E. 42480.

CDU 666.972.5 : 699.87/8 : 539.1.

170-100. Béton à densité élevée pour la construction des réacteurs nucléaires (High-density concrete for reactor construction). DAVIS (H. S.); *Civ. Engng.* U. S. A. (juin 1956), vol. 26, n° 6, p. 52-56, 9 fig. — E. 42618.

CDU 666.972.5 : 699.88 : 539.1.

171-100. Considérations théoriques sur la construction en béton (Concrete thinking). McKELVEY (K. K.); *Civ. Engng.* G.-B. (juil. 1956), vol. 51, n° 601, p. 775-778, 5 fig. — Évolution des divers procédés de calcul, diagramme des moments fléchissants, problème des joints et articulations, influence des contraintes admissibles du point de vue économique, influence des contraintes de cisaillement, des contraintes de traction, des procédés de construction. — E. 43230.

CDU 693.5.

## Deb mo Enduits. Revêtements.

172-100. Revêtements de canaux (Canal linings). *The Concrete Association of India*, 121, Queen's Road, Bombay, Inde (1956), 1 broch., 55 p., 27 fig., 2 pl. h.-t. — Intérêt de l'irrigation pour un pays comme l'Inde et avantages du bétonnage des canaux en vue de supprimer les pertes d'eau par infiltration. Conception des revêtements. Justification financière. Description des divers types de revêtements; méthodes de construction; avantages comparés des divers types. — E. 43098.

CDU 626.1/8 : 69.002.32

173-100. Nombreuses utilisations de l'asphalte dans la construction de bassins-réservoirs d'eau en Californie (Asphalt has many uses on California reservoirs). *Engng News-Rec.* U. S. A. (7 juin 1956), vol. 156, n° 23, p. 50-52, 54, 56, 7 fig. — Revêtements en béton asphaltique, revêtements constitués de membranes en asphalte ou de panneaux préfabriqués en asphalte lors de la construction de réservoirs de très grande capacité. — E. 42527.

CDU 699.82 : 627.8 : 691.16.

174-100. Contribution à l'utilisation de l'asphalte dans les ouvrages hydrauliques (Ein Beitrag zur Anwendung von Asphalt im Wasserbau). DEMPWOLFF (R.); *Bautechnik*, All. (juin 1956), n° 6, p. 208-212, 10 fig., 12 réf. bibl. — Aperçu sur la technique allemande dans l'aménagement des rivières, canaux, barrages et ouvrages de protection des côtes. — E. 42528.

CDU 691.16 : 626/7.

175-100. Sur le phénomène de prise du ciment Sorel dans le xylolithe (Ueber den Abbindeprozess des Sorelzements im Steinholz). WOLFF (P. M. de); *Ratiobouw Stichting tot Rationalisatie van het bouwen*, Pays-Bas, p. 16-20, 3 fig., 4 réf. bibl. — (Tiré à part de: *Schweiz Archiv. Wissenschaft-Techn.*, 1955, n° 6, 8, 10, 21) — résumé anglais. — Recherches entreprises par l'Institut de Normalisation de la Construction hollandais sur des planchers existants et des éprouvettes de même composition que ces planchers. Détermination d'un coefficient d'hydratation et d'un coefficient de sensibilité à l'humidité. — Discussion des résultats. — E. 43234.

CDU 691.544 : 666.972.015.4.

176-100. Le problème de l'isolation acoustique et thermique réalisée par des aires en asphalte dans le bâtiment (Zur Frage des Schall- und Wärmeschutzes der Asphaltstriche im Hochbau). MÜLLER (H. W.); *Bitumen*, All. (août 1956), n° 6, p. 125-129, 6 fig. — E. 43552.

CDU 699.84/6 : 69.025 : 331.2.

177-100. Bibliographie sur les revêtements de sol, 1950-1955 (Golvplattierung 1950-1955); BRING (C.); *Stat. Nämnd Byggnadsforskning (S.N.B.)*, Suède (1956), Rapp. n° 34, 57 p. — Important recueil de références bibliographiques sur les différents types de revêtements de sol et leurs caractéristiques du point de vue conductibilité, isolation thermique et acoustique, rugosité. — E. 42899.

CDU 69.025.33 (01).

178-100. Panneaux de revêtement sandwich préfabriqués en béton avec agrégats de couleur pour la face extérieure (Precast concrete sandwich panels turn to color). BANG (H. de); *Engng News-Rec.*, U. S. A. (7 juin 1956), vol. 156, n° 23, p. 68-70, 4 fig. — Emploi de ces panneaux pour un grand bâtiment en cours de construction à Fort Meade (U. S. A.). — E. 42527.

CDU 69.025.28 : 691.32 : 691.322.

179-100. Carreaux thermoplastiques pour revêtements de sol (Thermoplastic floor tiles). ORLIKOWSKI (A.); *Engng Foundryman*, Afr. Sud (juil. 1956), vol. 21, n° 3, p. 58-63, 5 fig. — Étude des divers types de carreaux thermoplastiques, caractéristiques de résistance. — E. 43495.

CDU 69.025.334 : 691.175.

## Deb ne Béton armé.

180-100. La construction moderne en béton armé (Der Weg zum neuzeitlichen Stahlbetonbau). BAY (H.); *Beton-Stahlbetonbau*, All. (juin 1956), n° 6, p. 127-135, 31 fig., 1 réf. bibl. — Aperçu historique, évolution des tendances en Allemagne, comparaison d'ouvrages d'art, anciens et récents, nouvelles réalisations dans le domaine du bâtiment. — E. 42570.

CDU 624.012.45.

181-100. Recherches sur le béton et le béton armé aux Pays-Bas (Concrete research in the Netherlands). HAAS (A. M.); *Reinf. Concr. Rev.*, G.-B. (juin 1956), vol. 4, n° 2, p. 127-137, 7 fig. — Dalles-champignons, programme de recherches, calcul des voiles minces de béton, vibration du béton. — E. 43076.

CDU 693.55.69.001.5 (492).

182-100. Armature d'ossatures en béton (Reinforcement for concrete structures). *Dock Harbour Author.*, G.-B. (août 1956), vol. 37, n° 430, p. 129-132, 11 fig. — Description du procédé Frameweld de pose et de fixation des armatures. Essais ayant précédé la mise au point du procédé, exemples de réalisations. — E. 43511.

CDU 693.554.

183-100. Propriétés et comportement du béton armé. DURIEZ (M.), ARRAMBIDE (J.); *Tech. Archit.*, Fr. (juil. 1956), n° 2 (Béton armé 2), p. 48-57, 8 fig. — Propriétés générales qui découlent de la liaison béton-acier, compatibilité entre ces deux matériaux. Adhérence entre béton et acier, retrait et dilatation thermo-hygrométrique, comportement du béton armé sous les différents types de charges. — E. 43257.

CDU 666.98.

184-100. La nouvelle technique du ciment armé. I. Évolution du ciment armé et critères généraux (La nuova tecnica del cemento armato. I. Evoluzione del cemento armato e criteri generali). ALBENGA (G.); *Atti Rass Tec.*, Ital. (août 1956), n° 8, p. 289-296, 6 fig., réf. bibl. — E. 43694.

CDU 693.55 : 666.98.

185-100. Acier à haute résistance pour béton armé (Hoogwaardig staal voor gewapend beton). ENGEL (H. J. J.); *Bouw*, Pays-Bas (2 juin 1956), n° 22, p. 469-473, 3 fig. —

Utilisation de différentes sortes d'acier à haute résistance pour le béton armé, et notamment de l'acier de la qualité Q Rn 42. — E. 42334.

CDU 693.554 : 691.714 : 539.4.

## Deb ni Béton précontraint.

186-100. Étude du frottement des câbles de précontrainte à la lumière de recherches expérimentales (Tarcie kabli spreżających w świetle badan na obiektach eksperymentalnych) EIMER (C.); *Archiw. Inzyni Ladowej*, Pol. (1956), t. 2, n° 1-2, p. 109-137, 9 fig., 1 réf. bibl., (résumé anglais). — E. 43094.

CDU 693.56 : 693.554 : 624.043.

187-100. Détermination des domaines d'emploi des éléments en béton précontraint (en russe). KORTACHEFF (R. N.); *Stroitel'naja Promyshlennost*, U. R. S. S. (mai 1956), n° 5, p. 17-27, 20 fig. — E. 43662.

CDU 624.012.46.

188-100. Observations et recommandations concernant l'étude et la réalisation de constructions en béton précontraint (Observatii si recomandari asupra proiectarii si executarii unor lucrari din beton armat precomprimat). *Industr. Constr. Mater. Constr.*, Roum. (1956), n° 4, p. 222-234, 16 fig. — Mesures à prendre pour obtenir un compactage parfait du béton, recommandations pour la disposition des armatures. Contrôle des contraintes aux extrémités des câbles. — E. 42421.

CDU 693.56.

189-100. Stabilité des constructions mises en précontrainte au moyen de câbles non enrobés dans le béton (O statecznoscii ustrojow spreżonych kablami swobodnymi). EIMER (C.); *Archiw. Inzyni Ladowej*, Pol. (1955), t. 1, n° 3-4, p. 107-128, 12 fig., 9 réf. bibl. — (résumé anglais). — Étude de la précontrainte réalisée au moyen de câbles libres, c'est-à-dire, n'ayant aucun contact avec l'élément précontraint sauf en quelques points séparés. — E. 42546.

CDU 624.043 : 693. 564.

190-100. La prochaine étape dans la technique du béton précontraint. Mise en précontrainte avec des câbles disposés en ligne brisée (Next step in prestressing concrete. Pretensioning with deflected strands). BRYAN (R. H.); *Engng News Rec.* U. S. A. (14 juin 1956), vol. 156, n° 24, p. 45-48, 8 fig. — Déviation des câbles dans le plan vertical. Étude du procédé, avantages techniques et économiques, applications dans la construction de ponts aux U. S. A. — E. 42617.

CDU 693.564.

191-100. Fils et câbles pour béton précontraint (Wire and strand for prestressed concrete). PRESTON (H. K.); *Civ. Engng.* U. S. A. (juin 1956), vol. 26, n° 6, p. 46-49, 4 fig. — E. 42618.

CDU 693.554 : 693.56 : 621.77.

192-100. Les ponts en béton précontraint et plus spécialement ceux avec armatures groupées (Ueber Spannbetonbrücken, vorzugsweise mit konzentrierten Spanngliedern). LEONHARDT (F.); *Zement-Beton*, Aut. (mai 1956), n° 5, p. 3-15, 28 fig., 1 réf. bibl. — Étude du procédé de précontrainte Baur-Leonhardt où les armatures nécessaires pour une poutre principale sont groupées dans une seule gaine. — E. 42726.

CDU 624.21.012.46 : 693.564.

193-100. Pertes dues au frottement lors de la mise en précontrainte dans les conditions existant sur le chantier (Friction losses in prestressing under site conditions). CHATTERJEE (B. K.), BOBROWSKI (J.); *Civ. Engng.* G.-B. (juil. 1956), vol. 51, n° 601, p. 765-767, 8 fig., 7 réf. bibl. — Étude de l'application de la méthode de calcul approchée de Cooley au cas de câbles à rayon de courbure variable, Exemples d'application. — E. 43220.

CDU 693.564 : 624.01.



194-100. Principes d'utilisation du béton précontraint pour la construction des ponts et description de ponts exécutés en béton précontraint (Podstawy stosowania betonu sprężonego w mostach oraz opisy wykonanych mostów). WEJROCH (W.); *Prace Inst. tech. budowl.*, Pol. (1953), n° 177, série G, n° 6, 15 p., 34 fig., 1 fig. h.t., 20 réf. bibl. — E. 38627.

CDU 624.21.012.46 : 666.982.4.

## Ded CHARPENTE. MENUISERIE SERRURERIE

### Ded 1 Travail des métaux.

#### Charpente. Soudure. Menuiserie.

##### Construction mixte.

195-100. Le soudage des aciers sous atmosphère d'argon avec électrode consommable. SELLIER (E.); *Acier*, Fr. (jan. 1956), n° 1, p. 11-16, 26 fig. — E. 42650. CDU 621.791.

196-100. L'électrodeposition industrielle du zinc sur tôles d'acier. Les principaux avantages et domaine d'applications. PIELTAIN (G.), DEHEFFE (J.), LEMAL (P.); *Corros. Anticorros.*, Fr. (juil.-août 1956), vol. 4, n° 7, p. 233-240, 10 fig. — E. 43206.

CDU 620.197 : 621.793 : 691.75 : 537.

197-100. Discussion sur la soudabilité de l'acier et notamment de l'acier pour constructions tubulaires soudées (Discussione sulla saldabilità con riferimento all'acciaio per costruzioni tubolari saldate). SCORTECCI (M.); *Acciaio Costr. metall.*, Ital. (mai-juin 1956), n° 3, p. 126-133, 11 fig., 6 réf. bibl. — E. 43338.

CDU 621.791 : 624.014.27.

198-100. Congrès de la construction métallique, Cologne, 17 et 18 mai 1956 (Stahlbau-Tagung am 17 und 18 mai 1956 in Köln), Edit.: Stahlbau-Verlag GmbH, All. (1956), Veröffentlichungen des Deutschen Stahlbau-Verbandes n° 11, 1 vol., 88 p., 40 fig., réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 1968 au chapitre II « Bibliographie », — E. 43759.

CDU 624.014 : 624.21 : 539.4 (06).

199-100. Constructions tubulaires remarquables en Tchécoslovaquie. WANKE (J.); *Acier*, Fr. (juil.-août 1956), n° 7-8, p. 305-310, 11 fig. — Étude de l'emploi d'éléments tubulaires dans la construction de grands halls industriels. — E. 42960. CDU 624.014.27 (437).

200-100. Considérations sur la construction métallique moderne (Gedanken zum neuzeitlichen Stahlhochbau). KOLLBRUNNER (C. F.); *Stahlbau-Bericht*, Suisse (juin 1956), n° 6, 6 p., 4 réf. bibl. — Exposé des tendances générales dans la construction de bâtiments industriels, commerciaux et d'immeubles à usage d'habitation. Systèmes de planchers, préfabrication en usine, calculs. — E. 43429.

CDU 624.014 : 721.011.

200\*-100. Aspects de la construction métallique en Allemagne, Autriche et Suède. CHASAGNE (A.), BEAU (H.), DURBIZE (P.), BEAU (C.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (nov. 1956), n° 107 (Constr. métall. : 22), p. 989-1080, fig. — Au cours du deuxième semestre de l'année 1955, la Chambre syndicale des Entrepreneurs de Constructions Métalliques de France, a organisé, sous l'égide et avec le concours du Ministère de l'Industrie et du Commerce, du Commissariat général à la Productivité et de l'Association française pour l'Accroissement de la Productivité, trois missions techniques intra-européennes qui se sont rendues respectivement en Allemagne, en Autriche et en Suède, pendant une à deux semaines. — Le programme de ces missions comportait, d'une part, des visites d'ateliers et de chantiers, d'autre part, des contacts avec les groupements patronaux et ouvriers de la profession. L'objectif était d'étudier sur place

l'industrie de la construction métallique dans les trois pays en cause, plus particulièrement sur les points suivants : structure et organisation de la profession, salaires et charges sociales, relations entre employeurs et salariés, organisation intérieure des entreprises (notamment : bureau d'études, préparation et exécution du travail), clientèle et marchés (plus spécialement concurrence avec le béton armé), règles de l'art, fiscalité et crédit. En outre, deux des chefs et plusieurs membres des dites missions avaient fait partie de la mission technique de la construction métallique envoyée aux États-Unis en 1954. Ils ont donc naturellement pu, sur divers points, faire un parallèle entre les méthodes américaines et celles pratiquées dans les pays européens visités. Enfin, le Secrétaire technique du Centre d'Etude de la Productivité dans la Construction métallique, qui a participé, en cette qualité, à chacune des missions intra-européennes, a établi une intéressante étude comparative des techniques de fabrication utilisées dans les trois pays considérés et en France. — E. 44646. CDU 624.014.

## Ded TRAVAUX D'ACHÈVEMENT

### Ded ma Travaux de peinture.

201-100. Les revêtements du type peinture peuvent-ils remplacer le plâtre? CANOUE (A.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (sep. 1956), n° 105 (Aménagement intérieur : 11), p. 767-770. — Il semble que la peinture sera appelée, en plus de la protection habituelle sous faible épaisseur, à remédier à l'état de surface des matériaux par les applications épaisses de l'ordre de plusieurs millimètres sur les éléments préfabriqués. Cette extension exigera des fabricants des produits différents des peintures classiques. Il y a lieu de s'adresser à des matières susceptibles de former un réseau cristallin et d'utiliser l'eau comme élément filmogène. Des apports de produits nobles conféreront à ces matières des qualités complémentaires d'adhérence, de dureté et d'élasticité. Ces techniques de pointe seront peut-être demain d'usage courant. — E. 43974. CDU 667.6.

## Ded PRÉFABRICATION

202-100. Progrès réalisés dans la préfabrication et l'assemblage de différentes structures constituées d'éléments en béton précontraint (Pokroky v prefabrikaci a sestavování rozličných konstrukcí z prvku z predpjateho betonu). TICHY (O.); *Instr. Stavby*, Tchécosl. (21 juil. 1956), vol. 4, n° 7, p. 321-326, 12 fig. (résumés russe, allemand). — E. 43176.

CDU 69.002.2 : 693.56.

203-100. Confection d'éléments préfabriqués précontraints (Im Spannbett hergestellte Fertigbauteile). DEININGER (K.); *Betonst. Ztg.*, All. (août 1956), n° 8, p. 429-433, 13 fig. (résumés français, anglais). — Étude de la réalisation au banc de précontrainte de poutres de plancher, dalles, charpentes de toiture. — E. 43464. CDU 69.002.2 : 693.56 : 69.02.

204-100. Un exemple de préfabrication d'une construction isothermique. REMY (J.); *Rev. gén. Froid*, Fr. (juin 1956), n° 6, p. 589-608, 35 fig. — Description du bâtiment principal d'une brasserie à Bangui en A. E. F. Panneaux de grandes dimensions en matières plastiques avec revêtement de polyester (fibres de verre). — E. 42889. CDU 699.86 : 725.4 : 663.4 : 69.002.2.

205-100. L'industrie de la construction par la typification des éléments de construction (catalogues des éléments légers préfabriqués pour bâtiments industriels) (Industrializarea constructiilor prin tipizarea elementelor de constructie. Catalogoale de prefabricate usoare

pentru constructii industriale). ZACOPCEANU (A.); *Industr. Constr. Mater. Constr.*, Roum. (1956), n° 6, p. 322-338, 19 fig. — E. 43454. CDU 69.002.2 : 725.4 : 651.5.

206-100. Joints entre éléments de construction préfabriqués (Skiver opbygget af elementer). SONE ANDERSEN (H. O.); *Ingeniøren*, Danm. (28 juil. 1956), n° 30, p. 598-605, 20 fig., 4 réf. bibl. (résumé anglais). — Détermination de la résistance et des déformations des joints pour différentes structures : poutres simplement appuyées, poutres précontraintes, éléments verticaux en encorbellement sur un rez-de-chaussée. — E. 43245. CDU 624.078 : 69.002.2.

207-100. Exécution d'un bâtiment en éléments de béton armé de grandes dimensions (Executarea unei cladiri din blocuri mari). *Industr. Constr. Mater. Constr.*, Roum. (1956), n° 4, p. 234-242, 15 fig., 10 réf. bibl. — Description d'une construction expérimentale. Étude du projet, organisation du chantier, mise en place des éléments. Résultats obtenus du point de vue technique et économique. — E. 42421. CDU 69.002.2 : 693.55 : 69.001.5.

208-100. Emploi d'éléments préfabriqués de grandes dimensions dans la construction d'immeubles d'habitation. Conclusions tirées des premières réalisations pratiques en Pologne (Stropy wielkopłytowe w naszym budownictwie miejskim doswiadczenia i wnioski z pierwszych realizacji w polsce). LEWICKI (B.); *Archite. Inzyni. Ladowej*, Pol. (1955), t. 1, n° 3-4, p. 129-176, 20 fig., 14 réf. bibl. (résumé anglais). — E. 42546. CDU 69.002.2 : 728.

209-100. Techniques de construction en Europe orientale. Recherches et réalisations dans le domaine de la préfabrication du béton en Allemagne orientale, en Hongrie et en U. R. S. S. SAILLARD (Y.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (sep. 1956), n° 105 (Béton-béton armé : 39), p. 785-822, 75 fig. — La grande urgence des besoins et l'extrême carence des matériaux ont contraint les techniciens de la République d'Allemagne orientale (D. D. R.) à rationaliser systématiquement leurs procédés de construction. La nécessité d'une triple économie d'acier d'armature, de bois d'échafaudage et de coffrage, de temps et de main-d'œuvre, a imposé le choix de la préfabrication lourde. La description de deux ateliers de préfabrication permet de comparer leur organisation à celle des installations françaises similaires. Ces ateliers ont été récemment conçus pour la reconstruction des immeubles industriels et universitaires de Dresde. D'autres procédés, d'un caractère très original, ont été mis au point à l'occasion de la construction de diverses structures industrielles. Par ailleurs, le problème des couvertures industrielles sous forme de charpentes traditionnelles préfabriquées en béton, de sheds cylindriques ou d'éléments à double courbure, a été résolu très économiquement. Mais ce sont les immeubles d'habitation, dont la construction répond à des besoins très importants et très urgents, qui ont fait l'objet des recherches les plus poussées. Les méthodes utilisées en U. R. S. S. ont été appliquées dans de nombreux cas. La fabrication industrielle d'éléments de portiques, judicieusement associés, semble avoir retenu plus particulièrement l'attention des constructeurs, qui ont ainsi réalisé la plupart des nouveaux immeubles de la grandiose Allée Staline, dont l'aspect symbolise bien les nouvelles tendances de l'architecture. Cette architecture, où dominent les réminiscences slaves, s'apparente au style de la reconstruction des centres administratifs et commerciaux de Varsovie. Elle est symbolisée par la nouvelle et gigantesque Université de Moscou, orgueil des constructeurs soviétiques. — E. 43974.

CDU 69.002.2 : 693.55.

209\*-100. Tendances nouvelles de l'industrialisation du bâtiment. MEUNIER (J.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (nov. 1956), n° 107 (Techn.



général. Construct. : 19) p. 961-976, fig. — Le procédé Roger Marie employé par SO. PRO.MA. utilise comme matériau de base le béton de pouzzolane pour constituer de grands éléments préfabriqués dans une usine foraine. Les éléments dans lesquels des alvéoles tronconiques sont ménagées au cours du coulage parallèlement aux faces principales sont étuvés en vapeur saturée à la pression atmosphérique. Les éléments sont armés de ronds préalablement enrobés de mortier frais. Les panneaux sont livrés revêtus intérieurement de plâtre et extérieurement d'un enduit. Les éléments de plancher nervurés sont coulés à l'envers sur leur revêtement en carrelage ou en chape ciment. Détails de la chaîne de fabrication. — E. 44646. CDU 69.002.2 : 693.55.

## Dib PLOMBERIE SANITAIRE

210-100. Conduites montantes pour l'alimentation en gaz des immeubles BERTRAND (G.); *Cuivre, Latons, Alliages*, Fr. (mai-juin 1956), n° 31, p. 13-20, 15 fig. — Etude d'un type de conduite montante préfabriquée en cuivre rouge écroui. Avantages économiques et techniques. — E. 43074.

CDU 621.643.2 : 662.76 : 691.73.

## Dic CLIMATISATION

241-100. Conductibilité thermique des matériaux de construction. Méthodes de détermination et résultats (Thermal conductivity of building materials : methods of determination and results). PRATT (A. W.), BALL (J. M. E.); *J. Instn Heat. Ventil. Engrs*, G.-B. (août 1956), vol. 24, p. 201-226, 15 fig., 15 réf. bibl. — Exposé des méthodes employées à la Building Research Station de Grande-Bretagne. — E. 43410. CDU 536.2/6 : 691.

212-100. Au sujet du calcul du refroidissement et du réchauffement de murs épais (Zur Berechnung der Abkühlung und Aufheizung dicker Wände). GEISLER (K. W.); *Heiz.-Lüft.-Haustech.*, All. (15 juil. 1956), vol. 7, n° 7, p. 114-118, 14 fig. — E. 43014.

CDU 697.13/4 : 69.022.1 : 536.2.

213-100. Inertie thermique du chauffage par le plafond avec tubes disposés dans le vide du plafond (Wärmeträgheit der Hohlraum-Deckenheizung). ZIEMBA (W.); *Schweiz. Bauztg*, Suisse (11 août 1956), n° 32, p. 475-477, 6 fig., 1 réf. bibl. — E. 43417.

CDU 697.353 : 69.025.4.

214-100. Détermination de la distribution des températures en cas de flux de chaleur non stationnaire dans des parois planes, d'après le procédé de E. Schmidt (Bestimmung des Temperaturverlaufes bei nichtstationärer Wärme-strömung in ebenen Wänden nach dem Verfahren von E. Schmidt). ZELLERER (E.), THIEL (H.); *Beton-Stahlbetonbau*, All. (juil. 1956), n° 7, p. 159-164, 7 fig., 5 réf. bibl. — E. 42993.

CDU 697.1 : 69.025.4 : 536.5.

215-100. Formules simplifiées pour le calcul des températures des plafonds dans le cas de chauffage au plafond par canalisations (Die vereinfachten Gleichungen für die Deckentemperaturen bei der Rohrdeckenheizung). KOLLMAR (A.); *Schweiz. Bl. Heiz. Lüft.*, Suisse (1956), n° 2, p. 42-48, 1 fig., 11 réf. bibl. — E. 42896.

CDU 697.353 : 69.025.4 : 536.5.

216-100. Evaluation des caractéristiques des murs extérieurs en ce qui concerne l'isolation thermique et la protection contre l'humidité (Szacowanie scian zewnętrznych pod wzgledem właściwości cieplnych i wilgotnościowych). ZENCZYKOWSKI (W.); *Archiv. Inzyni. Ladowej*, Pol. (1955), t. 1, n° 3-4, p. 3-79, 49 fig., 28 réf. bibl. (résumé anglais). — Calculs numériques

pour vingt-cinq types différents de murs rencontrés en Pologne. — E. 42546.

CDU 699.8 : 69.022 : 536.5.

217-100. Procédé graphique pour le calcul de la consommation de combustibles des bâtiments équipés du chauffage central (Graphische Bestimmung des Brennstoffverbrauchs zentralbeheizter Gebäude). WEBER (A. P.); *Schweiz. Bl. Heiz. Lüft.*, Suisse (1956), n° 2, p. 23-27, 3 fig. — E. 42896.

CDU 697.325 : 662.6 : 518.

218-100. Chauffage et rafraîchissement intermittents des bâtiments (Intermittent heating and cooling of buildings). PFENNIGWERTH (P. L.), BAKER (M.); *Heat. Pip. Air condition.*, U. S. A. (juin 1956), vol. 28, n° 6, p. 113-119, 7 fig. — Détermination théorique des besoins en chaleur et en froid. — E. 42647.

CDU 697.1 : 697.97 : 721 : 536.6.

## Dic I Chauffage.

219-100. Etude économique du chauffage des bâtiments scolaires. Critique de la construction moderne (Wärmewirtschaftliche Untersuchung von Schulgebäuden). SCHMOOCK (W.); *Bauwelt*, All. (27 août 1956), n° 35, p. 817-819, 4 fig. — Avantages réels ou supposés de la construction moderne en matière de bâtiments scolaires, inconvénients du point de vue des frais plus élevés pour le chauffage et l'entretien des bâtiments. — E. 43546.

CDU 697.003 : 727.1.

220-100. Chauffage au mazout des bâtiments (Gebäudeheizung mit Heizöl). HEYMANN (R.); *Gesundheitsingenieur*, All. (15 juin 1956), n° 11-12, p. 166-174, 15 fig. — Caractéristiques du mazout, types de brûleurs, comparaison entre le coke et le mazout. — E. 42628.

CDU 697.3 : 662.75.

221-100. Chauffage électrique par plancher (Electrical floor warming). MOULE (J. W.); *Heat. Air Treatm. Engrs.*, G.-B. (juil. 1956), vol. 19, n° 7, p. 177-180, 6 fig. — Notions fondamentales, réalisations récentes en Grande-Bretagne, coût d'exploitation et d'installation. — E. 43055.

CDU 697.71 : 69.025.

222-100. Le chauffage par rayonnement par panneaux suspendus. CADIERGUES (R.); *Chauff. Ventil. Condition.*, Fr. (juin-juil. 1956), n° 6, p. 38-40, 43-46, 2 fig., 7 réf. bibl. — E. 42887.

CDU 697.353 : 69.025.4.

223-100. Influence des murs froids dans un local muni d'un chauffage par le plafond (Cold wall effects in a ceiling-panel-heated room). SCHUTRUM (L. F.), MIN (T. C.); *Heat. Pip. Air condition.*, U. S. A. (août 1956), vol. 28, n° 8, p. 125-132, 16 fig., 16 réf. bibl. — Exposé des résultats d'essais enregistrés dans un local expérimental chauffé par panneaux au plafond et dont un mur de verre avait été refroidi artificiellement. — E. 43515.

CDU 697.353 : 69.025.4 : 697.13.

224-100. Systèmes de chauffage à air chaud à bouches disposées à la périphérie avec distribution en boucle et avec distribution radiale dans une maison d'habitation sans sous-sol (Warm air perimeter-loop and perimeter-radial systems in a basementless residence). GILKEY (H. T.), ROOSE (R. W.), CHILDS (M. E.); *Univers. Ill. Bull.*, U. S. A. (jan. 1956), vol. 53, n° 41 (Engng Experim. Stn Bull. n° 434), 20 p., 15 fig., 9 réf. bibl. — Compte rendu de recherches exécutées au Laboratoire d'Essais techniques de l'Université de l'Illinois. — Description de la maison choisie pour les essais. Types de chauffages essayés et résultats obtenus. — E. 43198.

CDU 697.38 : 697.95.

225-100. La terre en tant que source de chaleur et puisard pour les pompes à chaleur (Earth as heat source and sink for heat pumps). VESTAL (D. M.), FLUKER (B. J.); *Heat. Pip.*

*Air condition.*, U. S. A. (août 1956), vol. 28, n° 8, p. 117-123, 7 fig., 8 réf. bibl. — Description d'essais avec serpentins enterrés, nature des renseignements recueillis et interprétation des résultats. — E. 43515.

CDU 697.4 : 621.577.

226-100. La thermo-pompe domestique, équipement normal de l'avenir (The domestic heat pump, standard equipment on the future). KOMEDERA (M.); *Engineering*, G.-B. (24 août 1956), vol. 182, n° 4720, p. 236-240, 13 fig., 6 réf. bibl. — Principe de la pompe thermique. Considérations pratiques. Fonctionnement pour le chauffage des locaux. Economie. — E. 43599.

CDU 697.4 : 621.577.

227-100. Fonctionnement discontinu des grilles du sol pour pompes à chaleur (Intermittent ground grids for heat pumps). SMITH (G. S.); *Heat. Pip. Air condition.*, U. S. A. (juin 1956), vol. 28, n° 6, p. 127-133, 11 fig., 14 réf. bibl. — Compte rendu de recherches expérimentales et comparaison des résultats obtenus. — E. 42647.

CDU 697.4 : 621.577 : 536.6.

228-100. Prescriptions allemandes concernant les chauffe-eau (Richtlinien für Warmwasserbereiter). DÖRRSCHEIDT (W.); *Heiz.-Lüft.-Haustech.*, All. (juin 1956), vol. 7, n° 6, p. 96-98, 2 fig. — E. 42580.

CDU 696.4 : 697.2.

229-100. Installation centrale de service d'eau chaude avec chauffage électrique d'appoint (Zentrale Heisswasserbereitung mit elektrischer Zusatzheizung). WALTER (F.); *Heiz.-Lüft.-Haustech.*, All. (15 juin 1956), vol. 7, n° 6, p. 93-96, 16 fig., 1 réf. bibl. — E. 42580.

CDU 696.4 : 697.3 : 697.71.

230-100. Le chauffage discontinu des bâtiments (The intermittent heating of buildings). HARRISON (E.); *J. Instn Heat. Ventil. Engrs*, G.-B. (juil. 1956), vol. 24, p. 145-198, 25 fig., 36 réf. bibl. — Exposé des différentes méthodes de calcul utilisables; calcul du flux de chaleur variable, méthodes des différences finies, méthode approchée de calcul des besoins de chaleur pour le chauffage préalable. Discussion. — E. 42906.

CDU 697.1 : 697.347.

## Did ÉCLAIRAGE

231-100. Procédés simples et à l'usage de tous pour dresser le tableau d'ensoleillement du bâtiment (relèvement de façades, de baies, de saillies, de masques). BECKERICH; *Tech. sanit. munic.*, Fr. (mars 1956), n° 3, p. 74-85, 9 fig., réf. bibl. — E. 42708.

CDU 628.92 : 536.6 : 551.5.

232-100. Influence du paysage environnant et des constructions voisines en béton sur l'éclairage naturel des locaux (Effects of nearby walks and concrete areas on indoor natural lighting). REED (B. H.); *Illum. Engng*, U. S. A. (juil. 1956), vol. 51, n° 7, p. 532-536, 8 fig., 3 réf. bibl. — E. 43304.

CDU 628.92 : 721.011.22.

233-100. Caractéristiques aérodynamiques de nouveaux types d'appareils d'éclairage naturel (en russe). TALIEFF (V. N.); *Minist. Stroitel'stva Zentralny nauchno-issledovatel'skii inst. promyshlennyykh soorougenii (znipe)* U. R. S. S. (1955), Inform. soobshchenie n° 24, 38 p., 28 fig. — E. 42592.

CDU 628.928 : 624.042.

234-100. Rôle de l'éclairage artificiel et de l'éclairage naturel dans les salles de classe (Manufactured light vs daylight for school-rooms). HAMMEL (R. F.), JOHNSON (L. E.); *Illum. Engng*, U. S. A. (juil. 1956), vol. 51, n° 7, p. 493-503, 16 fig., 4 réf. bibl. — E. 43304.

CDU 628.92/3 : 727.1.

235-100. Les coefficients de brillance (Brightness factors). FINCH (D. M.), CRAVATH (J. R.);



*Illum. Engng*, U. S. A. (août 1956), vol. 51, n° 8, p. 587-594, 11 fig., 13 réf. bibl. — Compte rendu d'essais au sujet de la lumière réfléchiée par des surfaces. Définition et mesure de la brillance. — E. 43529. CDU 535.24

## Dif PROTECTION CONTRE LES DÉSORDRES ET ACCIDENTS

Dif j Acoustique. Vibrations.

### Protection contre les bruits et les vibrations.

236-100. L'acoustique des salles de cinéma (L'acustica delle sale cinematografiche). BERLINCIONI (A.); *Audiotech.*, Ital. (mars-avr. 1956), n° 2, p. 36-50, 9 fig. — E. 42578. CDU 534.6/7 : 725.823.4

237-100. Isolation acoustique des maisons d'habitation (La casa difesa dai rumori). *Audiotech.*, Ital. (mars-avr. 1956), n° 2, p. 20-23, 1 fig. — Aspect physique du phénomène acoustique, notions fondamentales sur l'isolement acoustique des planchers, murs, canalisations, ascenseurs. — E. 42578. CDU 699.84 : 728.

238-100. Le bruit dans les immeubles d'habitation (Stoy i boliger). JØRGEN (G. O.); *Norges Byggeforskningsinst.*, Norv. (1955), Rap. n° 16, 32 p., nombr. fig. Enquête par l'Institut norvégien du Bâtiment auprès des locataires. Divers systèmes d'insonorisation, mesure des résultats obtenus. Bruits intérieurs et extérieurs. Influence du type de construction et de l'emplacement des logements. Bruits diurnes et nocturnes. Sensibilité personnelle aux bruits. — E. 42431. CDU 699.84

239-100. La gêne due au bruit et l'isolement acoustique dans les immeubles d'habitation (Sound nuisance and sound insulation in blocks of dwellings I). BITTER (C.), VAN WEEREN (P.); *Nation. Health Res. Council. T.N.O. (Res. Inst. publ. Health Engng)*, Pays-Bas, (sep. 1955), Rep. n° 24, 36 p., 33 fig., 55 fig. h. t. — Résultats d'une vaste enquête parmi les occupants de grands immeubles (1 200 maisons), en vue de déterminer les effets physiologiques de l'isolement acoustique et d'établir des comparaisons avec les chiffres fournis par les mesures. Nature du problème. Méthode d'enquête. Exploitation des résultats de l'enquête. Comparaison avec les recherches effectuées dans d'autres pays. — E. 43101. CDU 699.84 (06).

240-100. Propagation du bruit dans les constructions. Mesures acoustiques effectuées dans deux immeubles collectifs. BRILLOUIN (J.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (sep. 1956), n° 105, (Tech. gén. Constr. : 18), p. 775-784, 11 fig. — Mesures acoustiques effectuées dans deux immeubles collectifs différant par leur mode de construction, l'un de quatre étages sans ossature à planchers en dalles pleines de béton armé, murs porteurs en béton banché ou en parpaings pleins, revêtement de sol en linoléum, et l'autre de cinq étages, à ossature en béton armé, remplissage des façades en briques creuses et briques apparentes, planchers à corps creux, murs de refend porteurs et sols en parquet pin. Dans les deux cas, les cloisons étaient en briques creuses ou pleines ou en carreaux de plâtre, suivant l'utilisation des locaux. Les bruits étaient produits soit par une machine à frapper (bruits d'impact), soit par des haut-parleurs (bruits aériens) placés au deuxième étage dans les deux bâtiments. Les conclusions restent limitées car les qualités respectives du plancher dalle pleine et du plancher dalle avec corps creux sont influencées par la nature du revêtement. En raison de transmissions indi-

rectes (structurales) les isolements mesurés ne peuvent que caractériser l'ensemble de la construction. — E. 43974. CDU 699.844.

241-100. Isolation acoustique. II (Schallschutz). *Fortschritte-Forschungen Bauwesen*, All. (1956), Série D., n° 23, 79 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl. — Ce fascicule groupe les mémoires suivants : E. MEYER — Mesure de la transmission du son dans les solides. — A. EISENBERG — Mesures comparatives d'acoustique du bâtiment. — W. BACH, K. GÖSELE — Détermination du module d'élasticité dynamique des matériaux destinés à l'amortissement du bruit des pas. — E. KRISTEN, E. SCHÖNIAN, A. MEYER — Compressibilité des aires flottantes en asphalte sur couches intermédiaires. — K. GÖSELE — Études expérimentales sur le mode d'action des aires flottantes. — T. KRISTEN, H. W. MÜLLER — Protection contre le bruit transmis par l'air et le bruit des pas pour des dalles en béton armé avec aires flottantes en asphalte coulé et ciment. — GÖSELE — Le comportement acoustique des planchers pleins doubles. — T. KRISTEN, H. BRANDT — Études acoustiques sur des cloisons et des planchers. — A. EISENBERG — Études d'acoustique du bâtiment. — E. 42853. CDU 699.84 : 534(03).

242-100. Insonorisation des locaux industriels (Industria silenziosa). *Audiotech.*, Ital. (mars-avr. 1956), n° 2, p. 24-27, 1 fig. — Considérations générales, isolation acoustique des machines, des murs. — E. 42578. CDU 699.84 : 725.4.

243-100. Isolation acoustique des bureaux (Uffici silenziosi). *Audiotech.*, Ital. (mars-avr. 1956), n° 2, p. 28-33, 1 fig. — E. 42578. CDU 699.84 : 725.2.

## Dif l Protection contre l'incendie.

244-100. Quand peut-on autoriser des revêtements combustibles sur les murs et au plafond, et quand faut-il les interdire? (Hvor bør braendbare klaedninger pa lofter og vaegge accepteres — og hvor ikke). LUNDGAARD (H.); *Ingeniøren*, Danm. (7 juil. 1956), n° 27, p. 550-554, 8 fig. — L'expérience d'un certain nombre d'incendies affectant des surfaces revêtues de fibre de bois, de liège expansé pose le problème d'une réglementation appropriée pour les maisons avec ou sans étages, les bureaux, les salles de réunion. Étude d'un certain nombre de cas à la lumière de l'expérience. — E. 42929. CDU 699.81 : 69.025.28.

## Dif m Protection contre les phénomènes naturels.

245-100. Travaux de lutte contre les inondations pour la branche nord-ouest de la rivière Anacostia (District fédéral et Maryland). (Flood-control project for Northwest branch, Anacostia river district of Columbia and Maryland). *Corps Engrs. U.S. Army (Waterways Experim. Sta., Vicksburg, Miss.)* U. S. A. (juin 1956), Tech. Rep. n° 2-434, vii + 15 p., 3 fig., 63 fig. h.-t., 1 réf. bibl. — Compte rendu des essais sur modèle réduit exécutés au Laboratoire d'Hydraulique de Vicksburg. Aménagements du projet primitif suggérés par ces essais. — E. 42976. CDU 627.51 : 69.001.5.

246-100. Protection contre les inondations à Wichita et Valley Center (Kansas) (Flood protection at Wichita and Valley Center, Kan.). DEGEER (M. W.); *J. Waterw. Harbors Div.*, U. S. A. (mai 1956), n° WW3, (Proc. A. S. C. E., vol. 82, Pap. n° 966), 9 p., 2 fig. — Travaux entrepris à la suite des inondations de 1944 et 1945. — E. 42380. CDU 627.51.

## Dif mu Protection contre les intempéries.

247-100. A propos du gel de conduites forcées. FERRAND (G.); *Houille blanche*, Fr. (mai-juin 1956), n° 2, p. 275-281. — E. 42890. CDU 628.14 : 624.043 : 699.83.

248-100. Expériences pratiques dans les recherches sur le gel en Allemagne (Praktische Erfahrungen in der Frostforschung in Deutschland). SIEDEK (P.); *Strasse Verkehr*, Suisse (29 juin 1956), n° 7, p. 307-314, 5 fig., 8 réf. bibl. — Interdiction de circulation sur les routes menacées par le gel en vue de prévenir les avaries aux revêtements routiers, appareillage utilisé pour déterminer la période d'interdiction de circulation, calcul de l'épaisseur des couches de protection contre le gel. — E. 42946. CDU 625.7/8 : 620.197 : 536.5.

249-100. Le dimensionnement des routes du point de vue de la sécurité contre le gel (Die Dimensionierung der Strassen bezüglich Sicherheit gegen Frost). MOOS (A. von); *Strasse Verkehr*, Suisse (24 août 1956), n° 9, p. 395-401, 11 fig., 14 réf. bibl. — Revue des dispositions réglementaires appliquées dans différents pays et propositions en ce qui concerne la Suisse. — E. 43608. CDU 625.73 : 699.83.

## Dig l CANALISATIONS

250-100. Les tubes courbes sollicités par une pression interne (I tubi curvi sollecitati da pressione interna). MATTIOLI (G.); *Energ. elettr.*, Ital. (juil. 1956), vol. 33, n° 7, p. 721-732, 14 fig. — Application aux tubes à axe curviligne des formules de Mariotte et de Bach pour le calcul de l'élasticité et de la résistance de tubes à axe rectiligne de section circulaire. — E. 43290. CDU 624.04 : 621.643.2.

251-100. Calcul des tuyaux utilisés pour la réalisation de puits de 300 m de profondeur destinés à l'abaissement de la nappe aquifère dans les mines de lignite à ciel ouvert (Berechnung der Brunnenrohre für 300 m tiefe Absenkbrennen im Braunkohlentagebau). OETTEL (R.); *Bauingenieur*, All. (juin 1956), n° 6, p. 209-212, 11 fig. — E. 42350. CDU 621.643.2 : 628.11.

## Dig m RÉSERVOIRS. SILOS

252-100. Nouveaux procédés de construction des silos métalliques de petites et moyennes capacités. REIMBERT (A. et M.); *Acier*, Fr. (jan. 1956), n° 1, p. 21-26, 16 fig., 1 réf. bibl. — E. 42650. CDU 725.36 : 624.014.

## Do ENTREPRISES. ORGANISATION. INDUSTRIALISATION. MAIN-D'ŒUVRE

253-100. Construction et architecture (Architectural construction). CRANE (Th.); Edit. : John Wiley and Sons, Inc., U. S. A. (1956), 2<sup>e</sup> édit., 1 vol., ix + 433 p., nombr. fig. — Voir analyse détaillée B. 1966 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 43193. CDU 69.00/2 : 624.01 (03).

254-100. Annuaire 1956 de la Chambre syndicale des Entreprises d'Installations thermiques. — Chambre synd. Install. therm., Fr. (1956), 1 vol., 172 p. — Voir analyse détaillée B. 1965 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 43864. CDU 058.2 : 061.5 : 697.

255-100. Procédés industriels dans la construction (Manufacturing methods in construction). MACLEAY (D. M.); *J. A. C. I.*, U. S. A. (mai 1956), vol. 27, n° 9, p. 1003-1012, 16 fig. — Emploi sur une grande échelle d'éléments préfab-



briqués et précontraints en béton pour la réalisation de l'appontement n° 57 sur l'Hudson à New-York. — E. 42957.

CDU 69.002.2 : 693.55 : 627.34.

256-100. La construction métallique aux Etats-Unis. — Edit. : Ass. fr. Accroissement de la productivité, 1 vol., 121 p., 61 fig. — Voir analyse détaillée B. 1964 au chapitre II « Bibliographie ». — E. 43593.

CDU 624.014 : 658.2/5 (73).

257-100. Procédés de construction non traditionnels. Description de trois méthodes expérimentées en Suède (Non-traditional building. Three experimental methods in Sweden). Prefabrication, G.-B. (juil. 1956), vol. 3, n° 33, p. 401-407, 11 fig. — Six blocs d'immeubles en béton à huit niveaux à Vaxjo; les éléments porteurs sont coulés sur le chantier et les autres éléments sont préfabriqués. Vingt-trois petites maisons individuelles et cinq cents immeubles collectifs à Kirkby réalisés en éléments préfabriqués de béton léger. Deux blocs d'immeubles collectifs à douze niveaux à

Hasselby réalisés avec emploi de coffrages glissants. — E. 43294.

CDU 69.001.5 : 69.002.2 : 693.55.

257\*-100. Le problème de la documentation devant la science et la technique. L'HERMITE (R.); Ann. I. T. B. T. P., Fr. (nov. 1956), n° 107 (Questions générales : 30), p. 977-988. — L'abondance et la dispersion de la littérature périodique risquent de décourager les chercheurs et les industriels désireux de lire. Le rôle du documentaliste est de les aider en analysant, classant les publications, mais il lui appartient en plus de renseigner le praticien et le spécialiste, d'éduquer, de vulgariser, de faire la synthèse et la mise au point des résultats de la recherche, en les mettant à la portée des utilisateurs. Ce programme pose des problèmes d'organisation et exige une besogne ingrate de compilation. Il demande de la part des auteurs l'adoption d'une discipline et de la part des revues techniques spécialisées l'abandon de certaines habitudes journalistiques; il demande, au contraire, dans le domaine de la culture scientifique générale un sens plus littéraire de la publication. La culture

pratique doit être complétée par le pamphlet, l'affiche, la note technique, voire par le renseignement téléphonique. L'essentiel est de faire économiser le temps. — E. 44646.

CDU 025.4.

## Dod MATÉRIEL ET OUTILLAGE

258-100. Quelques problèmes posés par la mécanisation des travaux de bétonnage (Některé otázky mechanizace betonarských prací). MUDRA (J.); Inzr. Stavby, Tchecosl. (21 mai 1956), vol. 4, n° 5, p. 216-220 (résumés russe, allemand). — Exploitation des carrières, matériel de concassage, de criblage, de pesage et de malaxage; transport et mise en œuvre du béton. — E. 42233. CDU 693.54 : 658.564.

259-100. Notes sur les tables vibrantes (pour le béton (Notes on vibrating tables)). SNEDDON (W. K.); Constr. Rev., Austral. (juin 1956), vol. 29, n° 6, p. 18-21, 38, 2 fig., 3 réf. bibl. — Choix de l'intensité et de la fréquence des vibrations, détermination de l'amplitude, amortissement et résonance. — E. 43416.

CDU 693.546.4 : 621.9.

## F. — LES OUVRAGES

### Fab ÉCHAFAUDAGES.

#### ÉTAIEMENTS. BOISAGES

260-100. Construction des échafaudages. Conditions d'utilisation et caractéristiques des échafaudages employés dans le bâtiment. Etude d'ensemble basée sur la norme allemande DIN 4420 avec exemples de réalisations et commentaires des prescriptions sur la prévention des accidents (Verwendungs- und Bauart der Gerüste im Hochbau. — Neuerungen im Gerüstbau nach der Gerüstordnung DIN 4420). CHOSSY (A. v.), MLOSCH (P.); Fortschritte-Forschungen Bauwesen, All. (1956), série D., n° 26, 68 p., 131 réf. bibl. — La présente brochure s'adresse aussi bien à l'ingénieur chargé de l'étude qu'à l'entrepreneur. Elle constitue une monographie complète des échafaudages. On y trouvera une description détaillée de tous les types d'échafaudages utilisés dans les travaux du bâtiment, ainsi que l'étude des divers types de supports de coffrage employés dans les opérations de bétonnage. Une part importante est consacrée aux dispositifs de sécurité. Les modifications récentes apportées au règlement sur les échafaudages (DIN 4420) font l'objet d'un article séparé. — E. 42577.

CDU 69.057.6 : 389.6 (43).

### Fac ÉLÉMENTS PORTEURS

#### Fac j Ossatures. Piliers.

##### Colonnes.

261-100. Les essais sur modèles d'ouvrages maritimes. Application à l'étude expérimentale de la jetée nord du port de Samsun (Mer Noire). Bull. tech. Suisse romande, Suisse (7 juil. 1956), n° 14, p. 213-224, 43 fig., 7 réf. bibl. — Compte rendu de recherches effectuées par le Laboratoire d'Hydraulique de l'Ecole polytechnique de Lausanne. — E. 42931.

CDU 627.3 : 532 : 69.001.5.

262-100. Le développement de la fabrication de pylônes de lignes aériennes en béton armé et en béton précontraint (Vasbeton es feszített-beton vezetektartó oszlopok gyártásának fejlesztése). PAL (G.); Magyar Építőipar, Hongr.

(déc. 1955), n° 12, p. 546-551, 10 fig. — E. 40820.

CDU 624.97 : 621.311 : 693.55/6.

263-100. La « Tour Hermes » à la Foire de Hanovre (Der « Hermes-Turm » auf dem Messegelände in Hannover). LEONHARDT (F.), BAUER (R.), GABRIEL (W.); Beton-Stahlbetonbau, All. (juin 1956), n° 6, p. 121-127, 13 fig., 1 réf. bibl. — Description de cette tour constituée de deux tubes en béton armé de forme elliptique de 70 m de hauteur et surmontée d'une plateforme. Calculs statiques, résistance au vent. — E. 42570.

CDU 624.97.012.45 : 624.04.

264-100. La tour de radar à l'aéroport de Hambourg-Fuhlsbüttel (Der Radarturm am Flughafen Hamburg-Fuhlsbüttel). SEEGERS (K. H.); Stahlbau, All. (juil. 1956), n° 7, p. 167-168, 6 fig. — Tour métallique de 27,6 m de hauteur. — E. 43004.

CDU 624.97 : 624.014.2 : 621.39.

#### Fac l Poutres. Dalles.

##### Planchers.

265-100. Planchers et linteaux réalisés selon le procédé « Stahlton » (Stahlton-Decken und Stürze). VOCT (H.); Ziegelindustrie, All. (2 juin 1956), n° 12, p. 453-455, 11 fig. — Etude de ce procédé mis au point en Suisse et comportant l'emploi d'éléments céramiques précontraints. — E. 42569.

CDU 624.072.2 : 691.42 : 624.043.

266-100. Poutre soudée avec âme chanfreinée (Geschweisster Träger mit abgekanteten Stegblechen). SAHMEL (P.); Schweiss-Schneid., All. (juil. 1956), n° 7, p. 240-244, 23 fig. — Description, essais de chargement, avantages et inconvénients, comparaison avec les profilés en I ordinaires. — E. 43481.

CDU 624.072.2 : 691.714.

267-100. Portiques en béton précontraint pour un hall industriel à Colferro (Italie) (Porticos pretensados para una nave industrial). MORANDI (R.); Inform. Constr. (Inst. tec. Constr. Cemento), Esp. (avr. 1956), n° 80, p. 837.6/1-837.6/6, 11 fig. — Description d'un bâtiment de 30 × 150 m dont l'ossature est constituée par une série de portiques espacés de 7,5 m. — E. 42878.

CDU 624.012.46 : 725.4.

#### Fac m Toitures. Voûtes.

##### Dômes. Coupôles. Arcs. Escaliers.

268-100. Tribunes du stade de football dans le parc des sports de Copenhague (Fodboldtribunen i Kobenhavns idraetspark). LUNDGREN (A.); Ingeniøren, Danm. (19 mai 1956), n° 20, p. 422-426, 8 fig. — Description des tribunes offrant 13 000 places assises, dont la moitié supérieure est abritée par une couverture en béton armé en forme d'arc. — E. 42122.

CDU 725.826 : 69.024.4 : 693.55

269-100. Les lanternaux pyramidaux, source de confort visuel dans les locaux industriels. — Usines Aujourd'hui, Fr. (mai-juin 1956), n° 35, p. 70-74, 6 fig. — Description du système d'éclairage adopté par les Centres d'Enseignement technique de Cachan et de Montluçon. — E. 42717.

CDU 69.024.92.

270-100. Arcs en treillis métalliques de 110 m de portée recouvrant un hangar (Steel trussed arches span 360 ft in hangar). Engng News Rec., U. S. A. (9 août 1956), vol. 157, n° 6, p. 36-38, 4 fig. — Description d'un hangar d'aviation de l'armée de l'Air américaine à Edwards. Longueur : 122 m. Les arcs sont espacés de 12,2 m. — E. 43489.

CDU 725.39 : 624.074.2/5.

#### Fac n Ancrages. Chainages.

##### Suspentes. Eléments de solidarisation ou renforcement.

271-100. Le raidissement, garantie de la sécurité des constructions (Stezzenia gwarancja bezpieczeństwa budowli). HOJARCZYK (S.); Przegl., Budowl., Pol. (1955), vol. 27, n° 4, p. 105-112, 7 fig. — Description des désordres constatés sur un bâtiment industriel à charpente métallique. — E. 36100.

CDU 624.04 : 624.078.8 : 69.059.2.

272-100. Goujons d'ancrage soudés pour le pont sur la Bad River dans le South Dakota (Welded stud shear connectors for South Dakota bridge). SCURR (K. R.); Civ. Engng, U. S. A. (juin 1956), vol. 26, n° 6, p. 38-40, 7 fig. — Etude des procédés employés pour la construction de ce pont à poutres mixtes à quatre travées, dont deux de 29,6 m et deux de 36,55 m de portée. — E. 42618.

CDU 624.27.016 : 691.88.



## Fad ÉLÉMENTS NON PORTEURS

### Fad j Cloisons. Plafonds.

273-100. Murs rideaux en panneaux préfabriqués de béton en trois couleurs (Here, curtain walls are tri-colored). *Engng News-Rec.*, U. S. A. (7 juin 1956), vol. 156, n° 23, p. 71, 2 fig. — Description des panneaux de façade d'un nouvel hôtel de treize étages à Las Vegas (U. S. A.). — E. 42527.

CDU 69.025.28 : 691.32 : 728.5.

## Fe BATIMENT EN GÉNÉRAL

### Feb HABITATIONS

#### Feb j Pièces d'habitation.

274-100. Enquête sur les installations de logements et leur utilisation par les locataires (Bostadsvaneundersökning). PERSSON (P.); *Chalmers Tek. Högskolas Handling.*, Suède (1955), n° 165, 86 p., nombr. fig. (résumé anglais). — Compte rendu d'une enquête de l'Ecole supérieure de Göteborg sur quarante-quatre logements de trois types distincts, de deux ou trois pièces, construits en 1947 à Göteborg : aménagement, utilisation des différentes pièces, commodités diverses; vœux exprimés par les locataires en vue d'améliorations; prix des loyers. — E. 42977.

CDU 728.2 : 64 (06).

## Fec BATIMENTS CULTURELS

275-100. Le nouveau Palais du Parc des Expositions à Paris. PEISSI (P.); *Bâtir*, Fr. (juil. 1956), n° 60, p. 18-23, 12 fig. — Bâtiment entièrement vitré de 28 m de hauteur et 68 m de largeur. Longueur 143 m, sept travées courantes de 18 m et une travée d'extrémité de 17 m. Charpente métallique. — E. 43501.

CDU 725.91 : 624.014 : 698.3.

276-100. Organisation, direction et activité du « Laboratoire National Portugais du Génie civil » (Organization, management and activity of the « Laboratório Nacional de Engenharia civil »). ROCHA M.; *Lab. nacion. Engria civ. (Minist. Obras publ.)*, Portug. (1956), Publ. n° 79, 33 p., 35 fig. — Le Laboratoire centralise tous les travaux expérimentaux touchant les problèmes de Génie civil. Description des installations et du matériel. — E. 43871.

CDU 727.5 : 69.001.5.

277-100. La couverture métallique soudée du stade de San Mamés à Bilbao (Espagne). CASADO (C. F.); *Acier*, Fr. (jan. 1956), n° 1, p. 1-10, 29 fig., 2 réf. bibl. — Charpente constituée par deux bowstrings de 115 m de portée supportant la poutrelle d'une couverture plane rectangulaire de 115,5 × 28 m en fibrociment. — E. 42650.

CDU 624.91 : 624.072.32 : 624.078.3.

## Fed TRAVAUX MILITAIRES. TRAVAUX D'UTILITÉ PUBLIQUE. ALIMENTATION EN EAU. HYGIÈNE PUBLIQUE. GÉNIE RURAL

### Fed j Travaux militaires.

278-100. La construction d'une plateforme en porte-à-faux destinée aux essais de fusées exige l'emploi d'une lourde charpente en bois en forme de tour comme support de coffrage (Rocket test cantilever concreting needs massive timber tower support). *Engng News Rec.*, U. S. A. (26 juil. 1956), vol. 157, n° 4, p. 40-42, 44-45, 5 fig. — Description du chantier de

construction d'une plateforme de lancement réalisée dans le désert de Californie pour les essais de l'armée de l'air américaine. Pendant le bétonnage, l'extrémité en porte-à-faux de la plateforme repose sur une charpente en bois de 30 m de hauteur calculée pour résister aux séismes. — E. 43335.

CDU 69.057.5 : 694.4.

### Ped la Alimentation en eau.

279-100. Relations entre l'eau de surface et la nappe souterraine (Die Wechselbeziehungen zwischen dem oberirdischen und dem unterirdischen Wasser). LIPPERT (D. F.); *Wasserwirtschaft*, All. (juin 1956), n° 9, p. 225-229, 4 fig., 17 réf. bibl. — E. 42449.

CDU 626.8 : 624.131.6.

280-100. Le traitement des eaux potables dans les régions tropicales (Water treatment in the tropics). FIELD REID (E.); *Contract. Rec. publ. Works Engr.*, G.-B. (juin 1956), vol. 8, n° 2, p. 15-16, 19-22, 3 fig., 4 réf. bibl. — Exposé des procédés utilisés actuellement par les techniciens britanniques. — E. 42894.

CDU 628.16 (213).

281-100. Déminéralisation des eaux saumâtres par distillation solaire. GOMELLA (C.); *Terres Eaux*, Alg. (1955), n° 26, p. 10-16, 9 fig. — Résultats d'expériences effectuées au Sahara. — E. 42468.

CDU 628.16 : 551.521.1.

282-100. « L'opération carpes » dans un réservoir d'eau à San-Diego (U. S. A.) (« Operation carp » on a San Diego reservoir). HOFFMAN (D. A.), PAYETTE (R. C.); *Wat. Sew. Works*, U. S. A. (juil. 1956), vol. 103, n° 7, p. 281-287, 9 fig. — La turbidité excessive de l'eau de ce réservoir qui alimente en eau la ville de San Diego a nécessité la destruction complète des carpes et autres poissons par un traitement à la Rotenone. — E. 42237.

CDU 628.16/3.

283-100. L'étude du traitement des eaux. LEVIEL (R.); *Eau*, Fr. (juil. 1956), n° 7, p. 147-156, 16 fig., 6 réf. bibl. — Etude de certaines méthodes de laboratoires applicables aux recherches sur le terrain et pouvant servir de base pour la conception et la mise au point des installations de traitement. — E. 43136.

CDU 628.16.

284-100. Comparaison entre la filtration lente et la filtration rapide. GUINVARC'H (P.), BLANCHARD (P.); *Tech. sanit. municip.*, Fr. (avr. 1956), n° 4, p. 89-128, 32 fig. — Texte du rapport national français au Congrès de l'Association Internationale de Distribution d'Eau, Londres 1955. — E. 43082.

CDU 628.16.

### Fed m Hygiène publique.

285-100. Traitement des eaux usées par le procédé de chloruration (Sewage chlorination in review). GRUNE (W. N.); *Wat. Sew. Works*, U. S. A. (15 juin 1956), vol. 103, R.-D., p. R. 283-286, 288-291, 9 fig., 31 réf. bibl. Aperçu d'ensemble. — E. 43298.

CDU 628.34.

### Fed n Génie rural. Irrigation.

286-100. Aménagement de la basse Moulouya (Maroc oriental). Note sur le comptage des volumes d'eau débités par les ouvrages de prise du barrage de Mechra Homadi. MOLIN (P.); *Terres Eaux*, Alg. (1955), n° 26, p. 2-9, 10 fig. — L'aménagement de la Basse Moulouya est destiné à l'irrigation de vastes étendues du Maroc appartenant aux zones d'influence française et espagnole. — Description des compteurs Granger destinés à mesurer le débit des eaux fournies aux deux zones. — E. 42468.

CDU 627.8 : 532.5.

## Feg BATIMENTS D'UNE CERTAINE HAUTEUR

287-100. Supplément pour 1954 à la bibliographie préliminaire de l'habitation et du bâtiment en climat chaud et humide et en climat chaud et sec (1954 Supplement to preliminary bibliography of housing and building in hot-humid and hot-dry climates). *University of Texas, Bureau of Engineering Research*, Austin, Texas, U. S. A., Spec. n° 28, XI + 160 p. — Recueil de près de neuf cents titres (articles de revues ou ouvrages) en diverses langues, relatifs au bâtiment en climat chaud, humide ou sec. — E. 43191.

CDU 728 : 721 (213) (01).

288-100. Le bâtiment (Hochbau). TRIEBEL (W.); *V. D. I.*, All. (11 juin 1956), vol. 98, n° 17, p. 941-943, 23 réf. bibl. — Bref aperçu d'ensemble sur la technique de la construction en Allemagne. Coordination modulaire, normalisation, insonorisation, préfabrication. — E. 42502.

CDU 69.002 : 728 (43).

289-100. Bâtiment industriel de l'entreprise Franke et Heidecke, à Brunswick (Fabrikgebäude für Franke et Heidecke in Braunschweig). DREVES (O.), LANG (E.); *Beton-Stahlbetonbau*, All. (juil. 1956), n° 7, p. 164-165, 4 fig. — Bâtiment à ossature en béton armé à six niveaux d'une longueur de 55,25 m et d'une largeur de 15,75 m. Etude des planchers dans lesquels sont ménagés les conduits de ventilation. — E. 42993.

CDU 725.4 : 693.95 : 697.92.

### Feg l Bâtiments de plus de dix étages.

290-100. Le plus haut bâtiment en béton du Brésil (For Brazil the tallest concrete building). *Engng News-Rec.*, U. S. A. (7 juin 1956), vol. 156, n° 23, p. 93-94, 2 fig. — Brève description d'un immeuble de forme elliptique de quarante cinq étages en cours de construction à Sao Paulo. Le bâtiment reposera sur quarante-huit puits cylindriques en béton et comportera quatre murs de raidissement pour résister aux pressions du vent. — E. 42527.

CDU 721.011.27 : 624.154 : 699.83.

291-100. Un bâtiment conçu pour résister aux séismes. Une ossature métallique soudée est allégée de 350 t grâce à la continuité des poutres (Earthquake-resistant building. Continuity lightens welded steel frame by 350 tons). *Engng News-Rec.*, U. S. A. (12 juil. 1956), vol. 157, n° 2, p. 38-40, 8 fig. — Description d'un bâtiment de treize étages à usage de bureaux construit à Los Angeles. — E. 43111.

CDU 693.97 : 699.841 : 721.011.27.

292-100. A propos de l'inauguration du Palais de la Culture et de la Science « J. Staline » à Varsovie (Na otworzenie Palacu Kultury i Nauki im. J. Stalina w Warszawie). WISLICH (A.); *Przegl. Budowl.*, Pol. (juil. 1955), vol. 27, n° 7, p. 233-239, 11 fig. — Bâtiment de 230 m de haut, 817 500 m<sup>3</sup> de volume total, 110 300 m<sup>2</sup> de surface de planchers, exécuté à Varsovie par des constructeurs soviétiques suivant des techniques modernes. — E. 37924.

CDU 721.011.27 : 69.002.

## Fib OUVRAGES INDUSTRIELS ET COMMERCIAUX, DE PRODUCTION D'ÉNERGIE ET D'UTILITÉ PUBLIQUE

### Fib je Industrie.

293-100. Tendances récentes dans la conception des bâtiments industriels (Recent trends in the design of industrial buildings). HOOKER (A. V.); *Struct. Engr.*, G.-B. (août 1956), vol. 34,



n° 8, p. 271-283, 8 fig. — Exposé d'ensemble sur la collaboration entre l'architecte et l'ingénieur, les calculs de résistance, les voiles minces de béton, la technique du béton précontraint, la construction métallique, le problème des couvertures, l'éclairage, le chauffage et la ventilation. — E. 43288.

CDU 725.4 : 721.001 : 624.01 : 696.

294-100. L'abattage des cheminées d'usines. Opérations d'abattage et procédés utilisés pour le redressement vertical des fûts inclinés. GASCUEL (L.); *Entrepr. Usine mod.*, Fr. (21 juil. 1956), n° 29, p. 8-9, 1 fig. — E. 43137.

CDU 69.059.6 : 697.85.

295-100. Les tours de refroidissement à longue durée de service. Emploi d'éléments en béton armé préfabriqués (Increased life predicted for cooling towers. Extensive use of pre-cast concrete). TOW (D. J.); *Engineering*, C.-B. (20 juil. 1956), vol. 182, n° 4715, p. 76-77, 6 fig. — Problèmes posés par la construction des tours de refroidissement à tirage mécanique pour les centrales thermiques. Intérêt de la construction en éléments préfabriqués de béton armé. — Etude de la détérioration des éléments en bois. — E. 43129.

CDU 624.97 : 697.97 : 621.311.22.

## Fib I Dépôts de marchandises.

### Marchés.

296-100. Méthodes actuelles de construction des réservoirs à carburants (Aktuelle metoder for bygging av drivstofflagre i fjell). SLUNGAARD (B.); *Tek. Ukeblad*, Norvège (7 juil. 1956), n° 23, p. 511-520, 4 fig. — Les nécessités de la protection anti-aérienne commandent aujourd'hui d'aménager les réservoirs sous terre. L'étude rend compte des méthodes norvégienne et suédoise. Exposé de la méthode Sentab, suédoise, et de la méthode Fortef, de l'armée suédoise, qui répondent chacune à des circonstances de terrain différentes. — E. 42383.

CDU 621.642.37 : 624.192.

297-100. Réservoir en béton précontraint pour une cimenterie (Schlammbehälter aus Vorspannbeton). SCHUBICER (E.); *Schweiz. Bauzeit.*, Suisse (14 juil. 1956), n° 28, p. 421-424, 11 fig. — Réservoir circulaire de 5500 m³ de capacité, reposant sur le sol; diamètre : 31,5 m, hauteur : 7,10 m. — E. 42970.

CDU 624.953 : 624.012.46.

298-100. Problèmes techniques posés par la pose des pipelines et conduites enterrées (Pipelines a field for civil engineers). BECHTEL (S. D. jr.); *Civ. Engng*, U. S. A. (juin 1956), vol. 26, n° 6, p. 61-65, 6 fig. — E. 42618.

CDU 621.643.2 : 624.134.

299-100. Nouveaux modes de construction des halls métalliques. JUNGBLUTH (O.); *Acier*, Fr. (juil.-août 1956), n° 7-8, p. 321-325, 9 fig., 6 réf. bibl. — Intérêt de l'emploi des fermes en portiques à deux rotules. Indications sur le procédé allemand dit Dolesta pour la construction des halls. — E. 42960.

CDU 624.91 : 624.014.2 : 624.078.

300-100. Entrepôt de plusieurs étages en béton précontraint (Utofesztett többszintes raktárpület). TIHAMER (K.), LEVENTE (T.); *Magyar Építőipar*, Hongr. (déc. 1955), n° 12, p. 573-578, 11 fig. — E. 40820.

CDU 725.35 : 721.011.26 : 693.56.

301-100. Construction d'un hangar en béton situé à l'aérodrome d'Helsingfors (Suède) (Hangarkonstruktionen i Helsingfors Flyghamn). JANHUNEN (M.); *Beton-Jernbeton*, Danm. (juil. 1956), n° 2/3, p. 85-110, 23 fig. — Hangar de 150 x 50 m et de 10 m de hauteur en béton précontraint avec façade en éléments préfabriqués. Organisation du chantier, pose des câbles de précontrainte. Difficultés ren-

contrées lors de la mise en précontrainte par suite du climat rigoureux. — E. 43041.

CDU 725.39 : 624.012.46.

## Fib m Commerce. Finances.

302-100. Immeubles de bureaux. *Archit.*, Fr. (juil. 1956), n° 167-168, 79 p., nomb. fig. — Numéro consacré à la construction et à l'aménagement d'immeubles de bureaux dans différents pays. — E. 43260. CDU 725.2.

303-100. « Unilever House », à Bruxelles. Immeuble pour bureaux de la « Royale Belge ». DUBOURG (L.); *Tech. Trav.*, Fr. (juil.-août 1956), n° 7-8, p. 204-214, 18 fig. — Bâtiment de sept étages en béton armé. — E. 43089.

CDU 725.23 : 693.55.

## Fib n Production d'énergie.

### Ouvrages hydrauliques. Barrages.

#### Régularisation des cours d'eau.

304-100. Rideaux étanches dans les ouvrages hydrauliques modernes de dérivation sur les cours d'eau alluvionnaires. I. II. (fin) (Cut-offs in modern hydraulic diversion works on alluvial rivers). LELIAVSKY (S.); *Engineer*, C.-B. (10 août 1956), vol. 202, n° 5246, p. 184-188, 15 fig.; (17 août 1956), n° 5247, p. 228-230, 4 fig. — Etude des divers types de rideaux étanches : palplanches de divers types, murs épais, utilisés pour les barrages. — E. 43397, 43488.

CDU 627.5/7 : 699.82.

305-100. Les centrales hydroélectriques à l'époque actuelle et dans l'avenir (Wasserkraftanlagen der Gegenwart und Zukunft). GRZYWIENSKI (A.); *Oesterr. Bauz.*, Autr. (mai-juin 1956), n° 5-6, p. 85-119, 29 fig., 158 réf. bibl. — Large exposé général passant en revue l'ensemble des problèmes. Théorie, méthodes expérimentales, statistiques, calcul des barrages. Description de réalisations récentes. Étude des installations marémotrices. Perspectives d'avenir. — E. 42568.

CDU 627.8 : 69.001.5 : 621.311.21.

306-100. Sur la correction et la régulation des cours d'eau torrentiels (Sulla correzione e regolazione dei corsi d'acqua torrentizi). CIANDOTTI (M.); *Energ. elettr.*, Ital. (juil. 1956), vol. 33, n° 7, p. 710-712. — E. 43290.

CDU 627.4.

307-100. Travaux de régularisation du cours du Saint-Laurent à la hauteur des Long Sault Rapids (Taming the Long Sault Rapids). PATTERSON (J. H.); *Civ. Engng*, U. S. A. (juin 1956), vol. 26, n° 6, p. 42-45, 6 fig. — Description des travaux d'aménagement, construction de batardeaux, installations de pompage. — E. 42618.

CDU 627.4.

308-100. Le programme de construction de trois barrages sur la rivière Stanislaus en Californie (California's tri-dam project : A local level job). *Engng News-Rec.*, U. S. A. (16 août 1956), vol. 157, n° 7, p. 40-42, 44, 46, 48, 7 fig. — Etude des barrages Donnels, Beardsley et Tullock destinés à améliorer l'alimentation en eau. Le barrage Donnels est du type à voûte mince, celui de Beardsley est une digue en terre, et celui de Tullock est un barrage-poids en béton. — E. 43318.

CDU 627.8/1.

309-100. L'aménagement hydroélectrique de la chute d'Edéa, sur la Sanaga (Cameroun). *Génie civ.*, Fr. (15 juil. 1956), t. 133, n° 14, p. 265-270, 9 fig. — Caractéristiques générales du site et de l'aménagement, ouvrages de coupure et d'amenée à la centrale, description des ouvrages amont comportant des digues et un barrage à hausses mobiles. Etat d'avancement des travaux. — E. 43015.

CDU 627.8.

310-100. Barrage-voûte entre deux sections aménagées en barrage-poids (An arch between

gravity sections). *Engng News Rec.*, U. S. A. (2 août 1956), vol. 157, n° 5, p. 43-44, 46, 5 fig. — Description succincte du barrage de Peixoto en cours de construction sur le Rio Grande, au Brésil. Le barrage-voûte situé au centre aura une hauteur de 67 m et une longueur à la crête de 187,5 m. A gauche barrage-poids servant de prise d'eau et à droite barrage-déversoir. — E. 43386.

CDU 627.8.

311-100. L'aménagement hydroélectrique Piave-Boite-Maë-Vajont, Italie. Services électriques et téléphoniques des chantiers et montage des équipements hydrauliques (Impianto idroelettrico Piave-Boite-Maë-Vajont. Servizi elettrici e telefonici dei cantieri e montaggio dei macchinari). SABBADINI (Q.); *Energ. elettr.*, Ital. (mai 1956), vol. 33, n° 5, p. 481-493, 17 fig. — E. 42657.

CDU 627.8 : 69.055 : 621.3.

312-100. L'aménagement hydroélectrique de la rivière Vomano (Italie) et la centrale de Montorio, de la Società Terni pour l'industrie et l'électricité (L'impianto di Montorio, nel sistema idroelettrico del Vomano, della « Terni » Soc. per l'industria e l'elettricità). *Energ. elettr.*, Ital. (mai 1956), vol. 33, n° 5, p. 515-531, 23 fig., 1 réf. bibl. — Etude générale de l'aménagement et description du barrage-poids-voûte en béton de Piaganini. Hauteur maximum au-dessus des fondations : 45,5 m, longueur de crête : 398,5. — E. 42657.

CDU 627.8 : 627.15.

313-100. Le barrage des Echelles d'Annibal à Aigueblanche. BOUVARD (M.), RACT-MADOUX (X.); *Travaux*, Fr. (août 1956), n° 262, p. 447-460, 20 fig. — Barrage-poids en béton avec deux passes principales d'évacuation des crues. Radier-voûte d'une portée moyenne de 28 m. Disposition des appuis. — E. 43221.

CDU 627.8.

314-100. L'aménagement hydroélectrique de Maë (Italie) (Impianto del Maë). BERGHINZ (C.), GHETTI (L.); *Energ. elettr.*, Ital. (juil. 1956), vol. 33, n° 7, p. 677-709, 27 fig. — Etude de cet aménagement qui fait partie du programme d'ensemble de l'aménagement Piave-Boite-Maë-Vajont. Il comprend notamment la construction d'un barrage-voûte à double courbure de 93 m de hauteur et d'une galerie de dérivation en pression d'environ 8 km. — E. 43290.

CDU 627.8.

315-100. Le barrage de Cap-de-Long. SILVY-LELIGIS (J.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (sep. 1956), n° 105, (Trav. publ., 39), p. 745-766, 29 fig. — Ce barrage est du système poids-voûte. Sur une hauteur de 85 m au-dessus du lit, le parement amont est un cylindre à axe vertical de 160 m de rayon et le parement aval est à rayons variables décroissant de haut en bas. Le volume de béton est de 250 000 m³. Le barrage a été calculé par la méthode des voûtes actives horizontales. Les travaux d'accès ont comporté la construction d'une route de 13,5 km. Description des installations de chantier, production des agrégats, transport du ciment, composition, fabrication, contrôle et mise en place du béton. — E. 43974.

CDU 627.8.

316-100. Barrage à contreforts avec radier de fondation construit sur un sol de fondation argileux (Slab-and-buttress dam built on clay foundation). *Contract. Engrs*, U. S. A. (août 1956), p. 34-38, 4 fig. — Problèmes posés par la construction du barrage Wesley E. Seale (U. S. A.). Cet ouvrage destiné à accroître la retenue d'eau du lac Corpus Christi, comprendra au centre un barrage en terre flanqué de deux déversoirs à contreforts en béton type Ambursen. Organisation du chantier. — E. 43535.

CDU 627.8.

317-100. Procédés généralement utilisés pour le calcul et la construction des barrages en terre aux U. S. A. (Design and construction of earth dams in U. S. A.). RIDLEY (J. W.);







*Bautech.*, All. (juin 1956), n° 6 : *Strassentechnik*, p. 61-63, 4 fig., 7 réf. bibl. — Exposé des procédés utilisés pour déterminer le comportement des produits bitumineux dans les revêtements routiers. — E. 42480.

CDU 625.85 : 620.1 : 691.16.

346-100. Revêtement routier et couche de fondation considérés comme un élément unique (Strassendecke und Tragschicht als Einheit). ALBRECHT (J.); *Strassen-Tiefbau*, All. (juin 1956), n° 6, p. 353-354, 356, 9 réf. bibl. — E. 42788.

CDU 625.7/8.

347-100. La couche intermédiaire constituée d'enrobés à chaud (Die bituminöse gebundene Kiestragschicht). NEUBAUER (H.); *Bitumen*, All. (juil. 1956), n° 5, p. 107-110, 10 fig., 1 réf. bibl. — Étude de la réalisation d'une section expérimentale de 230 m de longueur comportant une couche intermédiaire bitumineuse de 14 cm d'épaisseur. Comportement du revêtement. — E. 43144.

CDU 625.75 : 69.001.5.

348-100. Caractéristiques des revêtements routiers modernes en asphalte du point de vue des exigences de la circulation (Die fahrtechnischen Eigenschaften moderner Asphaltbeläge). NEUMANN (E. H. E.); *Bitumen*, All. (juil. 1956), n° 5, p. 101-107, 3 fig., 19 réf. bibl. — Réactions au roulement, planéité, rugosité, effets optiques. — E. 43144.

CDU 625.85 : 351.81.

349-100. Examen des facteurs qui conditionnent l'endurance des chaussées. La fatigue par déflexions répétées et les effets qui en résultent. DUAR; *Monit. Trav. publ. Bâtim.*, Fr. (25 août 1956), n° 34, p. 28-29. — E. 43540.

CDU 625.7 : 539.3/5.

350-100. Les autoroutes à péage aux États-Unis. GRIMOND (H.), SAIAIS (G.); *Rev. gén. Routes Aérodr.*, Fr. (juil. 1956), n° 294, p. 63-64, 67-70, 9 fig. — E. 42989.

CDU 625.711.3.

351-100. Statistiques du trafic et études de la situation, fondements d'un programme de construction routière (Verkehrszählungen und Untersuchungen des Zustandes als Grundlage einer Strassenbauplanung). LARSEN (K. O.); *Strasse-Verkehr*, Suisse (24 août 1956), n° 9, p. 407-414, 6 fig. — Etablissement d'une échelle de notation des routes basée sur le trafic et son développement probable, l'étude de la situation (profil en travers, courbes, profil en long, visibilité) en comparaison d'une situation normale. Fixation des priorités d'après les « notes » ainsi obtenues. — E. 43608.

CDU 625.72 : 656.

352-100. Trafic automobile et transformation des villes. (Biltrafik och stadernas omdaning). NORDQVIST (S.); *Tek. Ukeblad*, Norv. (14 juin 1956), n° 24, p. 543-550, 10 fig. — Exposé des problèmes actuels et futurs de la circulation dans les villes. Solutions adoptées aux États-Unis. Paragraphe. Solution dans les villes suédoises d'Uppsala et Linköping. Systèmes américains Clarence Stein et Baldwin Hills d'urbanisme moderne; plan Radburn dans la banlieue de New-York. Concentration ou décentralisation. — E. 42507.

CDU 625.712 : 656 : 711.4.

353-100. Construction du passage souterrain pour voitures sous la place de l'Alma, à Paris. ROULLERAT (A.); *Rev. gén. Routes Aérodr.*, Fr. (juil. 1956), n° 294, p. 37-44, 47-52, 26 fig. — E. 42989.

CDU 625.7 : 624.134 : 624.2.

354-100. Le garage de St. Mary's Square, parking souterrain pour 1 025 voitures à San Francisco. YASSIN (I. B.); *Tech. Trav. Fr.* (juil.-août 1956), n° 7-8, p. 231-237, 10 fig. — Garage à armature en béton armé à six niveaux, conçu pour résister aux secousses sismiques. Étude de l'aménagement des rampes. — E. 43089.

CDU 725.38 : 624.134 : 693.55 : 699.841.

355-100. Garage d'autobus avec poutres en arc de 50 m de portée (Autobusgarage mit Bogenträgern von 50 m Spannweite). VAJDA (P.); *Bauplan.-Bautech.*, All. (juin 1956), n° 6, p. 252-255, 11 fig. — Poutres en arc en béton armé, flèche de 11 m. Éclairage par lanterneaux. — E. 42480.

CDU 624.072.32 : 693.55 : 725.38.

356-100. Éléments préfabriqués en béton armé dans la construction des routes. Ponceaux. Murs de soutènement (Vägbyggnadselement av armerad betong. J-valv och stödsmurlement). FERNROTH (S. E.); *Cement-Betong*, Suède (juin 1956), n° 2, p. 81-95, 10 fig. (résumé anglais). — On utilise depuis quelques années en Suède des éléments préfabriqués pour des canalisations souterraines, ponceaux, accès aux étales ou aux garages, murs de soutènement. Caractéristiques de dimensions, de poids et d'utilisation. Description de la mise en place. — E. 42757.

CDU 691.328 : 625.73.

## Fid I Ouvrages pour la navigation.

357-100. L'élargissement et l'amélioration de l'alimentation en eau des canaux dans la partie orientale de la province de Groningen (Pays-Bas) (De verbetering van de kanalen in oostelijk Groningen en de voeding der veenkoloniale kanalen). STELLING (P.), VAN DER VEEN (J.); *Ingenieur*, Pays-Bas (29 juin 1956), n° 26, p. B. 91-B. 105, 24 fig. — E. 42762.

CDU 626.1/2 : 627.4.

358-100. Problèmes techniques de la conservation et de l'amélioration du canal de Suez. GOBY (J. E.); *Universitaire (Sci. Tech.)*, Égypte (avr. 1956), n° 2, 8 + 134 p., 47 fig., 1 fig. h.-t. Considérations théoriques relatives au creusement, à la conservation et à l'amélioration d'un canal maritime sans écluse. Données particulières au canal de Suez. Amélioration du canal de Suez de 1870 à nos jours. Conservation de la cuvette. Terrassements à sec et dragages. — E. 42809.

CDU 626.9 : 627.4.

359-100. Conception des grands canaux de drainage (Design of major drainage canals). EDEN (E. W.); *J. Irrig. Drainage Div.*, U. S. A. (mai 1956), n° IR2 (*Proc. A. S. C. E.*, vol. 82, Pap. n° 962), 21 p., 12 fig. — Étude des canaux destinés à l'évacuation des crues en vue de l'exploitation des terres basses. Utilisation de la pente du terrain. Stations de pompage. Considérations financières. L'exemple du canal de Hillsboro (Floride). — E. 42378.

CDU 627.532 : 626.1 : 628.

360-100. Reconstruction de l'écluse d'entrée aval du bassin Gallions aux docks de Londres (Reconstruction of the Gallions Lower Entrance lock at the royal docks of the port of London authority). FISHER (J. A.); *Proc. Instn. civ. Engrs*, G.-B. (juin 1956), Part II : *Engng Div.*, vol. 5, n° 2, p. 136-169, 5 fig., 18 fig. h.-t., 3 réf. bibl. — Exposé des travaux de reconstruction du radier et de la remise en état des murs. Remplacement des vannes. Discussion. — E. 42511.

CDU 627.44 : 69.059.3.

361-100. L'appontement de Kwinana (Austral.). (Kwinana jetty). MURRAY (P.), NELSON COLLETT (D.); *Contract. Rec. publ. Works Engrs*, G.-B. (juin 1956), vol. 8, n° 2, p. 27-31, 33, 68, 6 fig. — L'emploi d'éléments préfabriqués en béton armé accélère la construction dont l'ensemble est solidarisé au moyen d'éléments d'assemblage coulés et mis en précontrainte. — E. 42894.

CDU 627.34 : 693.55/6 : 69.002.2.

362-100. Le duc d'Albe métallique résistant à la torsion. Absorption des contraintes dues aux chocs (The torsion-resisting steel Dolphin. Absorbing impact stresses). MINNICH (H.); *Dock Harbour Author.*, G.-B. (juil. 1956), vol. 37,

n° 429, p. 81-84, 6 fig., 1 réf. bibl. — E. 43078.

CDU 627.34 : 624.014.2 : 624.04.

363-100. La forme de radoub et le bassin d'armement du port de Casablanca. LE BEL (C.); *Tech. mod. Constr.*, Fr. (juil. 1956), t. 11, n° 7, p. 195-203, 10 fig. — E. 43149.

CDU 629.128.

364-100. Problèmes de conception dans la protection contre les « tsunamis » (raz de marée d'origine sismique) (Design problems involved in protection from tsunamis). KAPLAN (K.); *J. Waterw. Harbors Div.*, U. S. A. (mai 1956), n° WW3 (*Proc. A. S. C. E.*, vol. 82, Pap. n° 968), 12 p., 7 fig., 5 réf. bibl. — Problèmes spéciaux posés par ces raz de marée. Essais de laboratoire destinés à en déterminer les effets et à établir les moyens de protection nécessaires. — E. 42380.

CDU 627.51 : 550.3.

## Fid p Voies aériennes.

365-100. L'aérodrome et l'aérogare de Maison Blanche (Alger). BEHEL (P.); *Tech. Trav.*, Fr. (juil.-août 1956), n° 7-8, p. 194-203, 28 fig. — Caractéristiques des nouvelles pistes qui auront une longueur de 2 430 m et seront capables de porter des appareils de 135 t. Étude de la réalisation de l'une des pistes en béton précontraint. Description des bâtiments. — E. 43089.

CDU 629.139.1 : 693.56 : 725.39.

## Fif OUVRAGES D'ART

### Fif j Souterrains.

366-100. Les ateliers souterrains de Santa-Cruz. DELAPORTE (M.); *Travaux*, Fr. (juil. 1956), n° 261, p. 412-430, 20 fig. — Étude de l'arsenal militaire souterrain de la base de Mers-el-Kébir. Aménagement général, creusement, revêtement des galeries, exécution des travaux, aménagements intérieurs, conditionnement de l'air. — E. 42778.

CDU 624.193 : 623.1.

367-100. Les installations souterraines du Djebel Santon. SALVA (Ch.); *Travaux*, Fr. (juil. 1956), n° 261, p. 393-411, 40 fig. — Description des installations souterraines de la base de Mers-el-Kébir, comprenant les installations militaires et le parc de stockage des combustibles liquides et huiles de graissage. Exécution des ouvrages. — E. 42778.

CDU 624.193 : 621.642.37 : 623.1.

368-100. Construction d'une galerie téléphonique sous la Seine entre la Place Saint-Michel et la Place du Châtelet. BARDOUT (G.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (oct. 1956), n° 106 (*Travaux publ.* : 40), p. 923-946, 1 fig. — La galerie pour câbles téléphoniques construite entre la place Saint-Michel et la place du Châtelet passe à grande profondeur sous les deux bras de la Seine. Sa longueur est de 630 m et son accès est assuré par trois puits. La galerie circulaire de 2,2 m de diamètre intérieur a été construite à l'air libre après consolidation et étanchement préalables du terrain à l'aide d'injections. — Les trois puits d'accès ont été foncés à travers les alluvions à l'abri d'enceintes de pieux forés sécants exécutés par percussion au trépan. — L'exécution du terrassement de la galerie est faite au moyen d'une foreuse de 60 m de diamètre creusant cinq cavités parallèles démolies ensuite au pistolet pneumatique. — E. 41165.

CDU 624.194.

369-100. Le tunnel de Bildstock. Exécution d'un tunnel dans une région sujette aux affaissements miniers sur la ligne de Sarrebrück-Neunkirchen près de Bildstock (Sarre). I. H. III. (fin). (Der Bildstock-Tunnel. Ausführung eines Tunnels im Saarländischen Kohlenabbaugebiet an der Hauptstrecke Saarbrücken-Neun-



kirchen bei Bildstock/Saar). PAGEL (F.), WEISS (O.); *Bautechnik*, All. (fév. 1956), n° 2, p. 70-72, 4 fig.; (avr. 1956), n° 4, p. 142-144, 5 fig.; (juil. 1956), n° 7, p. 258-260, 10 fig. — Tunnel à section circulaire pour deux voies. Diamètre intérieur : 9,35 m, longueur : 337 m. Conception et exécution de l'ouvrage. — E. 40602, 41568, 43007. CDU 624.19.

## Fif m Ponts.

370-100. Construction des ponts (Brückenbau). LEONHARDT (F.); *V. D. I.*, All. (11 juin 1956), vol. 98, n° 17, p. 944-952, 26 fig., 57 réf. bibl. — Tendances actuelles de la technique allemande dans la construction d'ouvrages métalliques et en béton. Description succincte de réalisations récentes dans divers pays. — E. 42502. CDU 624.2/8.

371-100. Bref aperçu sur les ponts-routes portugais. COUVREUR (C.); *Soc. Ingrs civ. Fr.*, Fr. (mai-juin 1956), n° 3, p. 202-221, 43 fig. — E. 43069. CDU 624.21 : 625.7 (469).

372-100. La construction de ponts-routes en Suède (Brobyggnadsverksamheten inom vägväsendet). KOLM (R.); *Betong*, Suède (1956), n° 2, p. 55-95, 53 fig. (résumé anglais). — Large exposé d'ensemble sur l'activité déployée dans ce domaine au cours des dernières années. Quatorze ponts en béton précontraint sont en service et cinq en cours de construction. Description du pont à poutres métalliques suspendues à des câbles inclinés de Strömsund, du pont en arc sur la rivière Angermanälven à Sando et d'autres ouvrages moins importants. Étude de divers projets. — E. 42990. CDU 624.2/7 (485).

373-100. Reconstruction du pont-rails à double voie sur le Rhin entre Mannheim et Ludwigshafen (Wiederaufbau der zweigleisigen Eisenbahnbrücke über den Rhein zwischen Mannheim und Ludwigshafen). EMMERICH, BRANDEL; *Stahlbau*, All. (juil. 1956), n° 7, p. 157-159, 3 fig. — Pont à poutres en treillis à trois travées de 91 m chacune. — E. 43004. CDU 624.28.014.2.

374-100. Le nouveau pont sur la Kinzig à Steinach (All.). (Die neue Kinzigbrücke bei Steinach). ZSCHIEDRICH (E.); *Bautechnik*, All. (juil. 1956), n° 7, p. 225-233, 37 fig. — Pont biais à poutres en béton précontraint sur trois travées de 25,7, 34,15 et 26,85 m. — E. 43007. CDU 624.27.012.46.

375-100. Utilisation d'un ouvrage existant pour les opérations de montage du premier pont à poutres entièrement soudé de l'Etat d'Illinois (Old spans used in erecting Illinois first all-welded girder bridge). FRALEY (V. L.); *Roads-Streets*, U. S. A. (août 1956), vol. 99, n° 8, p. 86-87, 89-90, 93, 13 fig. — Remplacement d'un pont à poutres en treillis à Dekatur, par un ouvrage à poutres pleines construit à côté de l'ancien pont. Longueur 141,5 m sur trois travées. — E. 43528. CDU 69.059.3 : 624.27.014.

376-100. Le pont de chemin de fer sur la Sarre à Hanweiler (Die Eisenbahnbrücke über die Saar bei Hanweiler). WINCKEL (W.); *Stahlbau*, All. (juin 1956), n° 6, p. 146-148, 7 fig. — Pont à poutres pleines métalliques à quatre travées de 22 m et une travée de 43 m. — E. 42534. CDU 624.27 : 624.21.014.2.

377-100. Pont-cadre précontraint avec montants triangulés. SOUTTER (P.); *Bull. tech. Suisse romande*, Suisse (18 août 1956), n° 17, p. 293-297, 10 fig. — Description du pont-route de Opfikon (Suisse), trois travées de 7,9, 23 et 7,9 m de portée. Réalisation de la précontrainte. Calcul statique, résultat des mesures. — E. 43467. CDU 624.28.012.46.

378-100. Passage supérieur au-dessus de la route fédérale Wuppertal-Elberfeld (Allemagne). HISS (H.); *Acier*, Fr. (juil.-août 1956), nos 7-8, p. 293-296, 7 fig. — Pont métallique en arc de 91,5 m de portée du chemin de fer suspendu. — E. 42960. CDU 624.6 : 624.014.2.

379-100. Passerelle sur la rivière Hase à Meppen (Allemagne) (Die Fussgängerbrücke über die Hase in Meppen). HAUPT (W.); *Stahlbau*, All. (juin 1956), n° 6, p. 151-154, 8 fig. — Passerelle métallique pour piétons utilisée également par une conduite d'eau et plusieurs câbles. Ouvrage en arc à tablier inférieur, l'arc étant constitué par une poutre unique au milieu de la chaussée. — E. 42534. CDU 624.6 : 624.21.014.2.

380-100. Le pont suspendu à poutres de rigidité en béton, précontraintes par les câbles porteurs. VANDEPITTE (D.); *Ann. Trav. publ. Belg.*, Belg. (1955), n° 5, p. 33-58, 21 fig. — E. 42724. CDU 624.5.023.9 : 693.56.

381-100. Construction d'une passerelle en aluminium pour le Golf Club de Genève (en français) MARSH (C.); *Strasse-Verkehr*, Suisse (24 août 1956), n° 9, p. 402-404, 7 fig. (Tiré de : *Aluminium Science*, 1956, n° 3). — E. 43608. CDU 624.21.014.7.

382-100. Pont-levant de forme nouvelle à Dusseldorf (Neue Form einer Hubbrücke in Düsseldorf). BEYER (E.), TUSSENG (F.); *Stahlbau*, All. (juil. 1956), n° 7, p. 159-163, 11 fig. — Portée : 28,4 m, hauteur de levée : 7,5 m. — E. 43004. CDU 624.8.

383-100. Superstructure du pont sur la Vieille Meuse entre Ijselmonde et la « Welplaat » HARTMANN (M. A.); *Acier*, Fr. (mai 1956), n° 5, p. 193-200, 12 fig. (Tiré de : *Ingenieur*, 1955, n° 39). — Pont métallique d'une longueur totale de 500 m comportant un viaduc d'approche sur sept travées, et une travée levante de 58 m de portée entre deux travées d'accès de 80 m de portée. — E. 42559. CDU 624.8.014.2 : 624.27/8.

384-100. Appuis de ponts en forme de V (V-shaped frames for supporting bridges). BÖLSKEY (E.); *Concr. Constr. Engng.*, G.-B. (août 1956), vol. 51, n° 8, p. 463-469, 11 fig. — Traduction anglaise d'un article paru dans la revue hongroise « Acta Technica », relatif aux appuis de ponts constitués non pas de poteaux verticaux mais d'une charpente en forme de V. — E. 43457. CDU 624.166 : 624.21.

385-100. Procédés de construction modernes sur les chantiers de construction de ponts (Novodobé výrobní postupy v mostárnach). NOVOTNY (J.); *Inzr Stavby*, Tchécosl. (21 mai 1956), vol. 4, n° 5, p. 228-233, 2 fig. (résumés russe, allemand). — Technologie de la construction soudée, productivité et rendement économique, perspectives de la mécanisation des chantiers. — E. 42233. CDU 624.21 : 621.791 : 658.564.

## Fo INCIDENCES EXTÉRIEURES

### Foc Entretien. Réparations. Comportement des ouvrages. Déplacement des ouvrages.

386-100. Rapport sur quelques facteurs influant sur la durée des pieux en acier dans la zone côtière du Texas sur le Golfe du Mexique (A report on some factors affecting the life of steel pilings in the Texas Gulf coast area). GALLAWAY (B. M.); *Texas Transportation*

*Institute*, Texas A and M College, College Station, Texas, U. S. A. (oct. 1955), THD Project n° RP-6, ix + 53 p., 38 fig., 2 réf. bibl. — Étude sur la corrosion des éléments souterrains d'ouvrages routiers en vue de déterminer la durée probable de ces ouvrages. Nature et mécanisme de la corrosion de l'acier à faible teneur en carbone. Prévention de la corrosion dans les industries de la région. Analyse des eaux des puits. Conclusions. — E. 42954. CDU 620.193 : 672 : 625.78 : 624.155.

387-100. Résultats obtenus en Allemagne avec le procédé d'injection sous pression dans la réparation des avaries subies par les revêtements routiers bitumineux (Erfolge mit dem Injektionsverfahren im bituminösen Strassenbau). OBERBACH (J.); *Strasse-Autobahn*, All. (juil. 1956), n° 7, p. 233-235, 6 fig. — E. 43215. CDU 625.75 : 69.059.32.

388-100. Relevage de la coupole métallique d'un immeuble administratif à Madrid (Elevación de una cupula en la calle de Alcalá). RODRIGUEZ-BORLADO (R.), MUZQUIZ (J.); *Inform. Constr. (Inst. tec. Constr. Cemento)*, Esp. (mai 1956), n° 81, p. 849.5/1-849.5/12, 10 fig. — Description des procédés et de l'équipement utilisés à l'occasion de la surélévation de l'immeuble de la Banco Espanol de Credito, à Madrid. — E. 42879. CDU 69.059.5 : 69.024.4 : 624.94.

## Fod Modifications. Démolitions. Désordres.

389-100. Élargissement de la chaussée du pont de l'Ouest à Stockholm (Breddning av Västerbron i Stockholm). RINKERT (A.); *Betong*, Suède (1956), n° 2, p. 97-105, 13 fig. (résumé anglais). — Description des travaux effectués pour porter de 24 à 26 m la largeur de la chaussée de cet ouvrage métallique. — E. 42990. CDU 69.059.35 : 624.6.

390-100. Dommages causés à des bâtiments par suite de secousses sismiques (Földrengesokozta epuletkarok). KALMAN (H.); *Magyar Epítőpar*, Hongr. (avr. 1956), n° 4, p. 186-189, 10 fig. — E. 42738. CDU 69.059.2 : 624.042 : 721.

391-100. Détérioration des routes et constructions et anomalies physiques du sol (Strassenschäden und physikalische Bodenanomalien). KOPP (J.); *Strasse-Verkehr*, Suisse (24 août 1956), n° 9, p. 414. — Brèves indications sur les relations entre les propriétés électriques et magnétiques du sol et la détérioration des routes et des bâtiments. — E. 43608. CDU 624.131.4 : 69.059.2 : 625.7.

392-100. Cause des avaries et remise en état de l'écluse double Wedttenstedt sur l'embranchement du canal de Salzgitter All. (Ursache und Beseitigung von Setzungsschäden an der Doppelschleuse Wedttenstedt am Zweigkanal nach Salzgitter). MÜLLER (E.); *Bautechnik*, All. (juin 1956), n° 6, p. 195-198, 14 fig. — Exposé des avaries dues à un affaissement du sol de fondation, description des travaux de remise en état. — E. 42528. CDU 624.131.542 : 626.4.

393-100. Rupture de poutres en béton armé ou : les règlements américains en défaut. Bâtir, Fr. (juil. 1956), n° 60, p. 13-15, 5 fig. — Étude des désordres constatés récemment dans les planchers en béton armé couvrant des entrepôts de l'U. S. Air Force, notamment à Shelby. Insuffisance des règlements américains. — E. 43501. CDU 69.059.2 : 624.072.2 : 693.55.



## II. — BIBLIOGRAPHIE

Chaque analyse bibliographique donnant le nom et l'adresse de l'éditeur et le prix de vente, les adhérents de l'Institut Technique sont priés de s'adresser directement aux éditeurs ou aux librairies pour se procurer les ouvrages qu'ils désirent acquérir, toutefois pour les ouvrages édités à l'étranger, il est préférable de les commander par l'intermédiaire de librairies spécialisées dans l'importation. Tous renseignements complémentaires seront fournis sur demande par l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 6, rue Paul-Valéry, Paris-XVI<sup>e</sup>.

B-1964. La construction métallique aux États-Unis. Edit. : Association française pour l'Accroissement de la Productivité, 11, rue du Faubg. Saint-Honoré, Paris, Fr., « Enquêtes en vue de l'accroissement de la Productivité », 1 vol. (21 × 27 cm), 121 p., 61 fig. — Ce rapport de la deuxième Mission française technique « Construction métallique » aux États-Unis du 11 juillet au 14 août 1954, étudie successivement : la place et l'importance de la construction métallique aux États-Unis; l'organisation patronale et les conditions de travail; les études, les contrats et les règles de l'art; les fournisseurs; l'entreprise; les usines et les chantiers. Cet ouvrage est complété par de nombreux tableaux et documents explicatifs. Dans ses conclusions, la Mission s'étend longuement sur l'avenir de la construction métallique en France. — E. 43593.

B-1965. Annuaire 1956 de la Chambre syndicale des Entreprises d'Installations thermiques. — Chambre syndicale d'Installations thermiques, 3, rue de Lutèce, Paris, Fr. (1956), 1 vol. (21 × 27 cm), 172 p. — Composition du Conseil d'Administration et des différentes commissions. — L'enseignement professionnel et son organisation. Questions sociales, fiscales, économiques. — Répertoire d'adresses. — E. 43864.

B-1966. Construction et architecture (Architectural construction). CRANE (Th.); Edit. : John Wiley and Sons, Inc., 440 Fourth Avenue, New-York, 16, N. Y., U. S. A. (1956), 2<sup>e</sup> éditn, 1 vol. (16 × 24,5 cm) ix + 433 p., nombr. fig., \$ 10,00. — Cet ouvrage s'adresse plus spécialement aux élèves des écoles d'architecture. Il est appelé également à rendre de grands services aux architectes et ingénieurs qui désirent posséder des indications précises sur les meilleurs types de construction actuellement utilisés en Amérique et sur leurs procédés d'exécution. — Problème du choix des éléments de construction d'un bâtiment en fonction de l'emplacement géographique, du site, du mode d'utilisation, de l'équipement et du type architectural. Méthode de détermination du type de construction, de l'ossature du bâtiment, des fondations, des planchers, de la couverture et des murs pour un édifice donné. — E. 43193.

B-1967. La théorie de la résistance à la torsion des éléments de construction en acier (Die Theorie der Drillfestigkeit von Stahlbauteilen). WANSLEBEN (Fr.); Edit. : Stahlbau-Verlags-GmbH, Ebertplatz 1, Cologne, All. (1956), Forschungshefte a.d. Gebiete des Stahlbaues n° 11, 1 vol. (20 × 28,5 cm), 52 p., 37 fig., 23 réf. bibl., DM. 13,50. — Étude de la résistance à la torsion de barres droites et courbes des sections courantes en construction métallique. Indications pratiques et exemples d'application. — Bibliographie (purement allemande) des publications consacrées à la résistance à la torsion. — E. 43760.

B-1968. Congrès de la construction métallique. Cologne, 17 et 18 mai 1956 (Stahlbau-Tagung am 17 und 18 mai 1956 in Köln). Edit. : Stahlbau-Verlags-GmbH, Ebertplatz 1, Cologne, All. (1956), Veröffentlichungen des Deutschen Stahlbau-Verbandes n° 11, réf. bibl. DM. 9,60, 1 vol. (17,5 × 24,5 cm), 88 p., 40 fig.,

réf. bibl. — Cette brochure donne le texte des exposés présentés au congrès, notamment celui de M. SCHÜSSLER intitulé : « L'intérêt des constructions métalliques réalisées pour les ponts de Cologne », celui de M. STÜSSI sur les caractéristiques essentielles d'une théorie de la résistance à la fatigue, celui de M. RUHL sur les problèmes actuels et les perspectives d'avenir dans le domaine des recherches sur la résistance des matériaux. — E. 43759.

B-1969. Normes ASTM sur les agrégats minéraux et le béton (ASTM standards on mineral aggregates and concrete). Edit. : American Society for Testing Materials, 1916 Race Street, Philadelphie 3, Pa., U. S. A. (mars 1956), 1 vol. (15 × 22,5 cm), xi + 347 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl. — (Recueil publié sous le patronage des Commissions ASTM : « Béton et Agrégats », et « Routes et matériaux de revêtement »). — Spécifications. Méthodes d'essais. Définitions, classées suivant les chapitres ci-après : Agrégats, bétons, matériaux de revêtement (briques et pavés), matériaux de traitement du béton après prise, et de calfeutrement des joints de dilatation, ciments, aciers d'armatures, tamis pour les essais. — E. 43659.

B-1970. Propriétés des cuivres et alliages de cuivre aux températures élevées (Elevated-temperature properties of coppers and copper-base alloys). UPTEGROVE (Cl.), BURCHOFF (H. L.); Edit. : American Society for Testing Materials, 1916 Race Street, Philadelphie 3, Pa., U. S. A. (1956), 1 vol. (21,5 × 28 cm), ASTM-Spec. Tech. Public. n° 181, iv + 244 p., nombr. fig. — Recueil de graphiques et tableaux des propriétés mécaniques des cuivres, laiton, cupro-nickels et bronzes de différentes compositions, et des variations de ces propriétés en fonction de la température. Cet important ouvrage a été établi sous les auspices de l'A. S. T. M. avec la collaboration de nombreux organismes de recherche et d'importantes sociétés industrielles des États-Unis. — E. 43750.

B-1971. Surfaces d'influence pour grils de poutres. Systèmes reposant librement sur appuis et systèmes continus (Einflussflächen für Kreuzwerke. Freiaufliegende und über mehrere Öffnungen durchlaufende Systeme). HÖMBERG (H.); WEINMEISTER (J.); Edit. : Springer, Reichpietschstr. 20, Berlin W. 35, All. (juil. 1956), 2<sup>e</sup> éditn, 1 vol. (19,5 × 27,5 cm), vii + 156 p., 40 fig., réf. bibl. DM. 43,50. — Les grils de poutres sont des systèmes hyperstatiques à nombre d'inconnues élevé qu'on rencontre fréquemment dans les ponts et dans le bâtiment. Ils peuvent être réalisés en acier, en béton armé, en béton précontraint, ou en bois. Dans ces ouvrages, la résistance à la flexion des entretoises, la résistance à la torsion des éléments porteurs et la résistance au cisaillement des dalles et éléments de solidarisation horizontaux assurent une bonne répartition des charges. — Le présent ouvrage constitue un recueil de solutions calculées en tenant compte de la résistance à la flexion des éléments transversaux, de la résistance à la torsion des poutres principales et, de façon plus sommaire, de la résistance au cisaillement du tablier. — Une attention parti-

culière est accordée aux systèmes continus. — Le problème des dalles orthotropes est également étudié. — Tableau des pressions aux appuis. — E. 43235.

B-1972. Prescriptions techniques sur la construction. Bâtiment. Travaux publics. Direction des travaux. Reconstruction. (Technische Baubestimmungen. Hochbau. Tiefbau. Baulenkung. Wiederaufbau). GOTTSCH (H.), HASEN-JÄGER (S.), WEISSWANG (W.); Edit. : R. Müller, Cologne, All., 3 vol. (17,5 × 22 cm) : I — (1954), 4<sup>e</sup> éditn, 526 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl.; II — (1955), 4<sup>e</sup> éditn, 594 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl.; III — (1956), 4<sup>e</sup> éditn, 610 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl. — Recueil des normes et dispositions réglementaires allemandes sur la construction, classées suivant les chapitres ci-après : A — Normes techniques fondamentales. — B — Agrégats. — C — Liant hydrauliques, produits d'addition, mortier et béton. — D — Pierres artificielles et naturelles. — E — Autres matériaux. — F — Pièces préfabriquées, dalles et revêtements. — G — Bases générales de calcul et de conception. — H — Ponts-routes. — J — Constructions spéciales. — K — Protection des constructions. — L — Direction des travaux, réglementation et reconstruction. — M — Le bâtiment en général. — N — La construction des chemins de fer. — P — Travaux publics en général. — Q — Protection anti-aérienne. — W — Statique de la construction. — X — Organisation des chantiers. — Y — Divers. — Z — Index chronologique et alphabétique. — E. 42276, 42277 — 42278. — A.

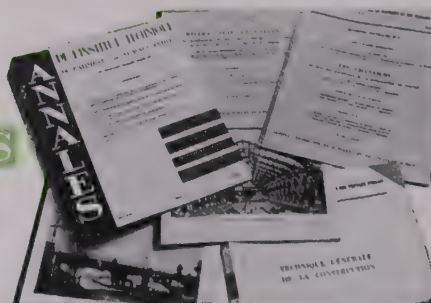
B-1973. Huitième Congrès annuel de l'asphalte (18-22 avril 1955) à Mar del Plata (Argentine). — (Octava Reunion anual del asfalto realizada durante los dias 18, 19, 20, 21 y 22 de abril de 1955 de la ciudad de Mar del Plata). Comision Permanente del Asfalto, Buenos-Aires, Republ. Argentine (1956), 1 vol. (17 × 24,5 cm), 358 p., nombr. fig., réf. bibl. — Texte des rapports présentés. Prévention de la fissuration de la couche de roulement des revêtements en asphalte. Critère de sélection des fillers pour mélanges asphaltiques. Nouvelle voie de communication terrestre-fluviale entre Santa Fe et Parana. Tendances actuelles dans la réalisation des revêtements d'asphalte. Réalisations d'un tapis du type « sable-asphalte » sur la route n° 11. Béton asphaltique mis en œuvre et placé à froid. Pétroles bruts indigènes pour l'élaboration de bitumes asphaltiques. Mesure de la déformation en fonction de la charge des revêtements routiers souples. Normalisation des bitumes en Argentine. Considérations sur les tapis asphaltiques posés à chaud. Caractéristiques des bitumes asphaltiques et sur leur comportement dans les revêtements routiers. Mélanges asphaltiques préparés avec des agrégats naturels de faible prix. Détermination des dimensions des particules d'asphalte par diffusion. Contrôle de qualité des asphaltes. Méthode pour déterminer l'action de l'eau sur les éléments agrégats-bitume. Couches de fondation en béton asphaltique au lieu de béton de ciment Portland dans la construction des routes. — E. 43863.



INGÉNIEURS  
ITBTP ARCHITECTES  
ENTREPRENEURS

POUR VOUS TENIR  
AU COURANT  
DES PROGRÈS  
RÉALISÉS DANS  
LA TECHNIQUE  
DE LA  
CONSTRUCTION

LISEZ  
LES  
**ANNALES**  
DE  
L'INSTITUT TECHNIQUE  
DU BATIMENT ET  
DES TRAVAUX PUBLICS



Vous consacrez un budget important à votre documentation, mais elle ne peut être complète.

Nous lisons pour vous dans toutes les langues, un coup d'œil sur les rubriques de notre

### DOCUMENTATION TECHNIQUE

et vous saurez tout ce qui a paru concernant votre spécialité chez tous les éditeurs et dans 200 revues de tous pays.

Des analyses courtes, claires, objectives, vous signaleront la littérature qui vous est utile



vous voulez être renseigné sur une technique qui ne vous est pas familière.  
Écrivez à notre

### SERVICE DE DOCUMENTATION

Il vous fournira rapidement les références et les documents qui vous manquent.

Il établira aux meilleurs conditions la traduction correcte du document étranger qui vous intéresse.

(Reproduction interdite.)

## HORS SÉRIE (10)

TABLES SYSTÉMATIQUE ET PAR NOMS D'AUTEURS  
DES ARTICLES PARUS EN 1956

## TABLE PAR SÉRIES

	Pages.		Pages
<b>TECHNIQUE GÉNÉRALE DE LA CONSTRUCTION</b>		<b>ESSAIS ET MESURES</b>	
TGC/17. — Fabrication industrielle de huit logements par jour dans la région parisienne, par M. R. CAMUS (mai 1956).....	427	EM/36. — JOURNÉES D'EXTENSOMÉTRIE (17, 18 et 19 février 1955). Le développement des techniques extensométriques, par M. H. LE BOITEUX.....	5
TGC 18. — Propagation du bruit dans les constructions. Mesures acoustiques effectuées dans deux immeubles collectifs, par M. J. BRILLOUIN (septembre 1956).....	775	Applications de l'extensométrie à bord des navires, par M. M. JOURDAIN.....	9
TGC 19. — Tendances nouvelles de l'industrialisation du bâtiment, par M. J. MEUNIER (novembre 1956).....	961	Applications de l'extensométrie acoustique aux travaux publics, par M. J. BELLIER.....	16
		Les mesures de contraintes dans les parties mécaniques de locomotives, par M. J. BOUTEFOY (janvier 1956).....	27
<b>THÉORIES ET MÉTHODES DE CALCUL</b>		EM 37. — Recherches et travaux du Centre Technique du Bois, par M. J. CAMPREDON.....	683
TMC 23. — Méthode générale de calcul du béton armé à la rupture en flexion simple ou composée, par M. R. CHAMBAUD (janvier 1956).....	49	Perméabilité à l'air des menuiseries dans les locaux habités. Exposé d'une méthode pour étudier son influence sur le chauffage, par M. A. PASCAL (juillet-août 1956).....	693
TMC 24. — Discussion sur l'équilibre des barres comprimées axialement en phase élastoplastique, par M. J. DUTHEIL (juin 1956).....	483	EM 38. — Étude comparative de l'état de contraintes des éprouvettes de résilience avec entaille en U et entaille en V par la photoélasticité tridimensionnelle, par MM. Ch. BONVALET et G. GOBULOVIC (octobre 1956).....	899
TMC/25. — Influence des hypothèses et méthodes dans les calculs de béton armé et de béton précontraint, par M. J. BARETS (octobre 1956)....	855		
TMC 26. — Relation générale entre les contraintes limites élastiques d'un corps sous des sollicitations quelconques. Théorie du volume de dilatation critique. Détermination de la direction des glissements, par M. L.-P. BRICE (octobre 1956).....	875	<b>SOLS ET FONDATIONS</b>	
		SF 20. — Projets de méthodes d'essais des sols et des fondations (I) (mai 1956).....	357
		SF 21. — Projets de méthodes d'essais des sols et des fondations (II). Essai statique de chargement (mai 1956).....	369



	Pages		Pages
SF/22. — Étude de la courbe intrinsèque des sols compactés et non saturés, par M. G. KYVELLOS (mai 1956).....	385	BBA/39. — Techniques de construction en Europe Orientale. Recherches et réalisations dans le domaine de la préfabrication du béton en Allemagne Orientale, en Hongrie et en U. R. S. S., par M. Y. SAILLARD (septembre 1956).....	785
SF/23. — La mécanique des roches. Ses principes, ses méthodes, son application aux barrages et travaux souterrains, par M. J. TALOBRE (septembre 1956).....	823	BBA/40. — La poutre en béton armé à talon et l'adhérence des barres groupées par deux au contact, par M. J. R. ROBINSON (décembre 1956).....	1141
<b>CONSTRUCTION MÉTALLIQUE</b>		BBA/41. — L'appui mutuel des poutres qui se croisent, par M. J. R. ROBINSON (décembre 1956).....	1159
CM/22. — Aspects de la construction métallique en Allemagne, Suède et Autriche, par MM. A. CHASSAGNE H. BEAU, C. BEAU et P. DURBIZE (novembre 1956).....	989	<b>BÉTON PRÉCONTRAINTE</b>	
<b>TRAVAUX PUBLICS</b>		BP/23. — Fabrication et utilisation des différents types d'éléments de construction en terre cuite et béton précontraints fabriqués en France, par M. J. CHARRIÈRE (décembre 1956).....	1177
TP/37. — Reconstruction du barrage fluvial d'Andrésy à l'aval du confluent de la Seine et de l'Oise, par M. M. BLOSSET (juin 1956).....	581	<b>ÉQUIPEMENT TECHNIQUE</b>	
TP/38. — L'aménagement du carrefour Pompadour à Créteil, par M. G. DREYFUS (juillet-août 1956)...	699	ET/50. — JOURNÉE DE COUVERTURE-PLOMBERIE (12 mars 1955)	
TP/39. — Le barrage de Cap-de-Long, par M. J. SILVY-LELIGOIS (septembre 1956).....	745	<i>Recherches techniques françaises</i>	
TP/40. — Construction d'une galerie téléphonique sous la Seine entre la place Saint-Michel et la place du Châtelet, par M. G. BARDOUT (octobre 1956)...	923	Étude des anti-béliers, par M. M. FOURCEAUD..	69
TP/41. — Chute de Montpezat. Le percement du lac d'Issarlès, la conduite forcée et l'usine souterraine, par M. F. AUROY (décembre 1956).....	1101	Étude de la corrosion des canalisation de vidange	73
<b>LIANTS HYDRAULIQUES</b>		Attaque des tuyaux par la flore microbienne de l'eau, par M. M. DAUPHIN.....	75
LH/13. — Extension de l'emploi en cimenterie des laitiers granulés de hauts fourneaux, par M. M. MARY (janvier 1956).....	37	Essais d'usure sur les robinets et les garnitures, par M. J.-C. MARÉCHAL.....	78
LH/14. — Possibilités nouvelles dans le durcissement rapide des ciments, mortiers et bétons, par MM. M. DURIEZ et R. LÉZY (février 1956).....	137	Précautions à prendre pour la mise en œuvre du zinc, par M. J. BROCARD.....	87
LH/15. — Essai de fissurabilité des liants hydrauliques. Contribution à l'expérimentation sur les conditions d'essai, par M. L. VIRONNAUD (mars-avril 1956).....	251	<i>Techniques nouvelles</i>	
LH/16. — Retrait et fissuration des ciments, mortiers et bétons, par M. H. LAFUMA (décembre 1956)...	1125	Les matières plastiques dans la plomberie, par M. G. GUILLAUD.....	89
<b>BÉTON. BÉTON ARMÉ</b>		<i>Ce qu'ils ont vu en Amérique</i>	
BBA/36. — Essais comparatifs de poutres armées en acier Tor 40 et acier doux « Ponts et Chaussées », par MM. A. LAZARD, J. CHEFDEVILLE, J. FESTA, G. LEMAIRE et S. SOREZT (février 1956).....	181	Le marché du bâtiment, la main-d'œuvre, les techniques et les matériaux, par M. A. DELACOMMUNE.....	96
BBA/37. — Une première session d'études et de perfectionnement de l'Institut de Recherches Appliquées du Béton Armé (I. R. A. B. A.) (mai 1956)...	455	La construction, par M. J. CHARLENT.....	99
BBA/38. — Les divers procédés d'accélération de la prise et du durcissement des bétons applicables à la préfabrication, par M. J. BROCARD (juillet-août 1956).....	709	L'enseignement et la formation professionnelle, par M. M. BRUYÈRE.....	102
		L'apprentissage, par M. R. AUBRY (janvier 1956).	106
		ET/51. — L'influence de la technique sur le prix de revient des installations, par M. R. COMTET (février 1956).....	125
		ET/52. — Aspirateurs statiques. Ventilation naturelle dirigée, par M. R. PRIS (février 1956).....	159
		ET/53. — Radiodiffusion Télévision Française. Centre des Buttes-Chaumont (mars-avril 1956).....	235
		ET/54. — La pompe à chaleur. Principe, installations caractéristiques et utilisation, par M. P. VIDAL (juillet-août 1956).....	629
		<b>AMÉNAGEMENT INTÉRIEUR</b>	
		AI/ 3. — De l'importance de la mise en état des surfaces métalliques avant peinture, par M. J.-L. RABATÉ.....	413
		Aux peintres la peinture, par M. H. RABATÉ.....	418
		Enduits minces et peintures pour égalisation, protection et décoration, par M. A. MAILLET (mai 1956).....	123

	Pages.		Pages
<b>JOURNÉES-EXPOSITION DE LA PEINTURE</b> (17-25 mars 1956)			
AI/ 9. — Contribution des essais de laboratoire à l'étude des peintures antirouille, par M. A. TARBOURIECH (juin 1956) .....	571	DT/ 95. — Documentation réunie en mars 1956 (juin 1956) ..	613
AI/10. — L'huile de lin dans le bâtiment, par M. J.-P. HELME .....	671	DT/ 96. — Documentation réunie en avril 1956 (juillet-août 1956) .....	729
Les huiles siccatives usuelles et le jaunissement des films de peinture, par M. M. FAUVE (juillet-août 1956) .....	677	DT/ 97. — Documentation réunie en mai-juin 1956 (septembre 1956) .....	839
AI/11. — Les revêtements du type peinture peuvent-ils remplacer le plâtre ? par M. A. CANOUE (septembre 1956) .....	767	DT/ 98. — Documentation réunie en juillet 1956 (octobre 1956) .....	947
AI/12. — Emploi des résines glycérophthaliques dans les peintures et vernis pour le bâtiment, par M. P. LOESER (septembre 1956) .....	771	DT/ 99. — Documentation réunie en août 1956 (novembre 1956) .....	1081
		DT/100. — Documentation réunie en septembre 1956 (décembre 1956) .....	1199
<b>QUESTIONS GÉNÉRALES</b>			
QG/29. — Application des méthodes géophysiques aux travaux de génie civil, par M. J. PLICHON (juillet-août 1956) .....	651	<b>MANUEL DE LA CHARPENTE EN BOIS</b>	
QG/30. — Le problème de la documentation devant la science et la technique, par M. R. L'HERMITE (novembre 1956) .....	977	MCB/15. — Stabilité des constructions appliquée au bois. Deuxième partie : Calcul des systèmes constructifs en général, par MM. G. VRAIN et J. GREZEL (juin 1956) .....	
		511	
<b>DOCUMENTATION TECHNIQUE</b>			
DT/ 91. — Documentation réunie en octobre 1955 (janvier 1956) .....	109	<b>MANUEL DE LA CONSTRUCTION MÉTALLIQUE</b>	
DT/ 92. — Documentation réunie en novembre 1955 (février 1956) .....	221	MCM/12. — Présentation des Règles pour le calcul et l'exécution des constructions métalliques (Règles C. M. 1956) (mars-avril 1956) .....	
DT/ 93. — Documentation réunie en décembre 1955 (mars-avril 1956) .....	285	277	
DT/ 94. — Documentation réunie en janvier-février 1956 (mai 1956) .....	459		
<b>HORS SÉRIE</b>			
		HS/10. — Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics. Nouvelle série. Tables systématique et par noms d'auteurs des articles parus en 1956 (décembre 1956) .....	
		1219	
<b>VARIÉTÉS — ACTUALITÉS — INFORMATIONS</b>			
		VAI/4. — Variétés-Actualités-Informations (mars-avril 1956). 301	

## SUPPLÉMENT

Annales n° 102 de juin 1956. — Les enseignements de Bron-Parilly. Exemple vivant d'urbanisme dynamique au service d'une politique active de l'habitat, par M. Adrien SPINETTA.

## TABLE PAR NOMS D'AUTEURS

(Les lettres renvoient aux différentes séries de la table précédente).

AUBRY (R.), ET/50.	DELAGOMMUNE (A.), ET/50.	LÉZY (R.), LH/14.
AUROY (F.), TP/41.	DREYFUS (G.), TP/38.	L'HERMITE (R.), QG/30.
BARDOUT (G.), TP/40.	DURBIZE (P.), CM/22.	LOESER (P.), AI/12.
BARETS (J.), TMC/25, AU, TGC.	DURIEZ (M.), LH/14.	MAILLET (A.), AI/8.
BEAU (Ch.), CM/22.	DUTHEIL (J.), TMC/24.	MARÉCHAL (J.-C.), ET/50.
BEAU (H.), CM/22.	FAUVE (M.), AI/10.	MARY (M.), LH/13.
BELLIER (J.), EM/36.	FESTA (J.), BBA/36.	MEUNIER (J.), TGC/19.
BLOSSET (M.), TP/37.	FOURGEAUD (M.), ET/50.	PASCAL (A.), EM/37.
BONVALET (Ch.), EM/38.	GOBULOVIC (G.), EM/38.	PLICHON (J.), QG/29.
BOUTEFOY (J.), EM/36.	GREZEL (J.), MCB/15.	PRIS (R.), ET/52.
BRICE (L.-P.), TMC/26.	GUILLAUD (G.), ET/50.	RABATÉ (H.), AI/8.
BRILLOUIN (J.), TGC/18.	HELME (J.-P.), AI/10.	RABATÉ (J.-L.), AI/8.
BROCARD (J.), ET/50, BBA/38.	INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS, DT/91, DT/92, DT/93, DT/94, DT/95, DT/96, DT/97, DT/98, DT/99, DT/100, ET/53, MCM/12, SF/20, SF/21, BBA/37, VAI/4.	ROBINSON (J.-R.), BBA/40, BBA/41.
BRUYÈRE (M.), ET/50.	JOURDAIN (M.), EM/36.	SAILLARD (Y.), BBA/39.
CAMPREDON (J.), EM/37.	KYVELLOS (G.), SF/22.	SILVY-LELIGOIS (J.), TP/39.
CAMUS (R.), TGC/17.	LAFUMA (H.), LH/16.	SORETZ (S.), BBA/36.
CANOUE (A.), AI/11.	LAZARD (A.), BBA/36.	TALOBRE (J.), SF/23.
CHAMBAUD (R.), TMC/23.	LE BOITEUX (H.), EM/36.	TARBOURIECH (A.), AI/9.
CHARLENT (J.), ET/50.	LEMAIRE (G.), BBA/36.	VIDAL (P.), ET/54.
CHARRIÈRE (J.), BP/23.		VIRONNAUD (L.), LH/15.
CHASSAGNE (A.), CM/22.		VRAIN (G.), MCB/15.
CHEFDEVILLE (J.), BBA/36.		
COMTET (R.), ET/51.		
DAUPHIN (J.), ET/50.		



## IDÉES ACTUELLES SUR LA TECHNOLOGIE DU BÉTON

par Robert L'HERMITE, Délégué Général des Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics.

Un ouvrage de 252 pages, format 14×21,5 cm, avec 98 figures, relié pleine toile, prix : 2 000 F+T.L. (franco port recommandé 2 125 F)

## OUVRAGES PARUS :

Résistance des matériaux théorique et expérimentale, par R. L'HERMITE. Tome I : Théorie de l'élasticité et des structures élastiques.

Un vol. relié toile de xvi + 860 p., format 16 × 25 cm ..... 8 400 F  
(franco port recommandé : 8 770 F).

Béton précontraint. Étude théorique et expérimentale, par Y. GUYON.

Un vol. grand in-8° raisin, 728 p., 503 fig. Relié ..... 4 800 F  
(franco port recommandé : 5 075 F).

Règles d'utilisation du béton armé (Règles BA, 1945, modifiées en mars 1948).

Un vol. in-8° carré, 104 p., 27 fig. Broché ..... 260 F  
(frais d'expédition 30 F).Règles d'utilisation des ronds crénelés et lisses pour béton armé de limite d'élasticité supérieure ou égale à 40 kg/mm<sup>2</sup>.Un vol. in-8° carré, 60 p., 8 fig. Cartonné ..... 350 F  
(frais d'expédition 30 F).

Règles pour le calcul et l'exécution des constructions métalliques (Règles CM, 1956).

Un vol. 14 × 21,5 cm, 112 p., 50 fig. Relié ..... 800 F  
(franco port 855 F).

Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions (Règles NV, 1946).

Un vol. in-8° carré, 96 p., 29 fig. .... 275 F  
(frais d'expédition 30 F).

Étanchéité par l'asphalte. Cahier des charges et conditions générales applicables aux travaux d'étanchéité par revêtement en asphalte.

Broché ..... 200 F  
(frais d'expédition 35 F).

Conditions d'exécution du gros-œuvre des toitures-terrasses en béton armé.

Un vol. in-8° carré, 32 p., 27 fig. Broché ..... 200 F  
(frais d'expédition 15 F).

Terrassement à l'aide d'engins mécaniques. Étude des prix de prévision et contrôle des prix de revient, par A. LARUELLE, Ingénieur E. C. L.

Un vol. format 21 × 27 de 88 pages avec 34 figures, sous couverture rigide. .... 1 000 F  
(franco port recommandé 1 080 F).

Devis et estimation des ouvrages en béton armé, par M. JAVAY.

Les trois fascicules brochés ..... 350 F  
(frais d'expédition 30 F).

Lexique technique français-anglais et anglais-français du matériel de travaux publics.

Un vol. in-8° carré, 184 p. Relié pleine toile ..... 700 F  
(frais d'expédition 35 F).

Répertoire des carrières de pierre de taille exploitées en 1839.

Nouveau tirage. Broché ..... 900 F  
(frais d'expédition recommandée 145 F).

La pierre matériau du passé et de l'avenir, par Pierre NOEL.

Un vol. in-8° carré, 112 p., 74 fig. Broché ..... 250 F  
(frais d'expédition 35 F).

Méthode de calcul des déperditions thermiques des locaux en régime continu.

Un vol. in-4° carré, 72 p. .... 900 F  
(frais d'expédition 50 F).

Spécifications U. N. P. des produits de peinture utilisés dans les travaux de bâtiment

PREMIÈRE SÉRIE (octobre 1950), 16 fascicules réunis dans un cartonnage extensible ..... 800 F

DEUXIÈME SÉRIE (juin 1954), 10 fascicules ..... 350 F

TROISIÈME SÉRIE (mai 1955), 6 fascicules ..... 220 F

QUATRIÈME SÉRIE (novembre 1956), 6 fascicules ..... 220 F  
(frais d'expédition 60 F).

## MANUEL DE LA CHARPENTE EN BOIS : fascicules parus et disponibles.

N° 2. — Les cintres en bois pour ouvrages d'art, par M. DUROUX (prix : 220 F).

N° 3. — Les cintres en bois pour ouvrages d'art (annexe), par MM. DUROUX et VALLETTE (prix : 200 F).

N° 5. — La préparation du bois. Exploitations forestières, abatage, séchage, étuvage, traitement de conservation et de préservation contre le feu, par M. CAMPREDON (prix : 80 F).

N° 6. — Travail des bois, par M. LOTTE (prix : 120 F).

N° 7. — Le trait de charpente (1<sup>re</sup> partie), par M. JAROUSSEAU (prix : 120 F).N° 8. — Le trait de charpente (2<sup>e</sup> partie), par M. JAROUSSEAU (prix : 220 F).

N° 9. — Les assemblages, par M. GREZEL (prix : 240 F).

N° 10. — Exemples de calculs de charpentes en bois (1<sup>re</sup> partie), par M. VRAIN (prix : 240 F).

(à suivre)

N° 11. — Exemples de calculs de charpentes en bois (2<sup>e</sup> partie), par M. VRAIN (prix : 315 F).

N° 12. — Étalements, échafaudages, ouvrages spéciaux (prix : 300 F).

N° 13. — Stabilité des constructions appliquée au bois. Première partie : Statique graphique, par M. VRAIN (prix : 220 F).

N° 14. — Le trait de charpente (3<sup>e</sup> partie). L'escalier, par M. JAROUSSEAU (prix : 150 F).

N° 15. — Stabilité des constructions appliquée au bois. Deuxième partie : Calcul des systèmes constructifs en général, par MM. VRAIN et GREZEL (prix : 450 F).

(frais d'expédition des 13 fascicules : 100 F).

## MANUEL DE LA CONSTRUCTION MÉTALLIQUE : fascicules parus et disponibles.

N° 1. — Introduction et plan (prix : 60 F).

N° 4a. — Combles (prix : 110 F).

N° 5. — Rivetage (prix : 120 F).

N° 6. — Charpentes et ossatures métalliques de bâtiment. — Généralités. — Planchers (prix : 100 F).

(à suivre)

N° 9. — Éléments des systèmes réticulés. Éléments comprimés (prix : 160 F)

N° 10. — Exemples de calcul de l'ossature métallique d'un bâtiment à étages (prix : 140 F).

N° 12. — Présentation des Règles CM 1956 (prix : 60 F).

(frais d'expédition des 7 fascicules : 50 F).

## Autres publications en vente à La Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics.

Au pied du mur, par R. L'HERMITE.

Un vol. format 24 × 32, 108 p., 19 séries de planches en quatre couleurs. Couverture cartonnée en quadrichromie ..... 2 000 F  
(franco port recommandé : 2 200 F).

Le poste de bétonnage, par O. RODÉ et A.-P. DUCRET.

Un vol. format 21 × 27, 200 p., nombreuses illustrations. Relié toile sous jaquette laquée ..... 4 000 F  
(franco port recommandé : 4 200 F).

Diagramme de l'air humide (pression normale) d'après Goff et Gratch et le diagramme de l'A.S.H.A.E.

Format 67 × 86 cm. L'exemplaire ..... 250 F  
(frais d'expédition 80 F).

Projet de code des conditions minima de mise en œuvre des foyers et des conduits divers

Un vol. 21 × 27 de 32 pages ..... 250 F  
(frais d'expédition 30 F).Adresser les commandes accompagnées de leur montant à LA DOCUMENTATION TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS, 6, rue Paul-Valéry, Paris-XVI<sup>e</sup>. — C. C. P. Paris 8524-12.

Aucune réclamation ne sera admise si l'envoi n'a pas été recommandé (recommandation 25 F en sus).



# CONFÉRENCES DU CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

SESSION 1956-1957 (seconde série, fin)

**MARDI 16 AVRIL 1957, à 17 h. 30, 7, rue La Pérouse**

## PROBLÈMES DE GÉNIE CIVIL RENCONTRÉS DANS LA CONSTRUCTION DE LA CENTRALE DE CREIL

par M. HEURTAUX, Chef du Service Génie Civil de la Région d'Équipement Thermique II d'Electricité de France.

**MARDI 7 MAI 1957, à 17 h. 30, 3, rue de Lutèce**

Sous la présidence de M. LAPEYRE,  
Ingénieur en Chef  
au Ministère de l'Industrie et du Commerce

## L'OUTILLAGE MODERNE EST-IL RENTABLE DANS LES ENTREPRISES D'ÉLECTRICITÉ?

par M. COMTET, Président de la Fédération Nationale de l'Équipement Électrique.

**MARDI 14 MAI 1957, à 17 h. 30, 7, rue La Pérouse**

Sous la présidence de M. SPINETTA,  
Directeur du Personnel, de la Comptabilité  
et de l'Administration Générale du Ministère des Travaux Publics,  
des Transports et du Tourisme

## LE COMPLEXE ACIER-BÉTON APPLIQUÉ A LA CONSTRUCTION DU GROS-ŒUVRE DES IMMEUBLES

par M. Jean DUTHEIL, Ingénieur A.M. et I.E.G., Lauréat de l'Académie des Sciences, Directeur-Gérant de la Société S. Estiot & Cie à Dijon.

**MARDI 21 MAI 1957, à 17 h. 30, 7, rue La Pérouse**

Sous la présidence de M. R. L'HERMITE,  
Délégué Général des Laboratoires du Bâtiment  
et des Travaux Publics

## CORROSION DES ACIERS DANS LE BÉTON ARMÉ

par M. BROCARD, Ingénieur-Docteur, Chef de Service au Centre Expérimental de Recherches et d'Études du Bâtiment et des Travaux Publics.

**LUNDI 27, MARDI 28, et MERCREDI 29 MAI 1957**

## JOURNÉES INTERNATIONALES DE CHAUFFAGE, VENTILATION, CONDITIONNEMENT D'AIR

Sous la présidence de M. A. MISSENAUD, Président du Comité Scientifique et Technique de l'Industrie du Chauffage et de la Ventilation.  
Conférences — 7, rue La Pérouse

### CHAUFFAGE URBAIN ET COLLECTIF

Sous la présidence de M. FISCH, Président du Syndicat des Installateurs et Exploitants de Chauffages urbains et collectifs.

- I. ENEBORG : Les pertes de chaleur dans les canalisations de chauffage à distance. Études expérimentales.
- G. BURNAY : Les pertes de chaleur dans les canalisations de chauffage à distance. Études analogiques.
- A. GODEL : L'emploi des fluides spéciaux dans les générateurs de grande puissance.
- H. MARCQ : Choix des pressions et des températures maxima dans les chauffages à distance.
- A. FOURNOL : Le chauffage à distance des habitations.

### ÉTUDES ET RECHERCHES

Sous la présidence de P. ROUBAUD, Vice-Président de la Chambre Syndicale des Entreprises d'Installations Thermiques; Administrateurs-Délégués du Co.S.T.I.C.

- P. BECHER : Études scandinaves sur les conduits de fumée.
- A. CLAUDON : Études sur les matériaux pour conduits de fumée.
- J. TIREL, M. DAWANCE, M. PIOT : La cellule d'essai des corps de chauffe au Centre Expérimental de Recherches et d'Études du Bâtiment et des Travaux Publics.

### CONDITIONNEMENT D'AIR

Sous la présidence de E. TUNZINI, Président du Centre d'Information pour le Développement du Conditionnement d'Air, du Filtrage de l'air et du Dépoussiérage.

- E. RELIER : Importance et conditions de réalisation des installations de conditionnement d'air.
- P. BLONDEL : Réalisations françaises de conditionnement d'air industriel.
- M. PIOT : Le conditionnement d'air des salles d'opération.
- L. FOUCHE : Les possibilités de développement du conditionnement d'air industriel.

### CONCLUSIONS DES JOURNÉES 1957

par A. MISSENAUD :

#### VISITES D'INSTALLATIONS

- Studios de télévision des Buttes-Chaumont (conditionnement d'air).
  - Faculté de Médecine (chauffage, ventilation, conditionnement d'air).
  - Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics (Station d'essais des corps de chauffe).
  - C. P. C. U. Centrale de Grenelle (Station d'essais des isolants).
- (Le programme définitif, ainsi que l'horaire des séances et des visites seront précisés ultérieurement).

## L'INFORMATION TECHNIQUE CINÉMATOGRAPHIQUE

Les séances ont lieu le mercredi, à 18 h., Salle de la Fédération Nationale du Bâtiment, 7, rue La Pérouse, Paris-XVI\*, aux dates suivantes pour l'année 1957 :

9 janvier, 13 février, 13 mars, 10 avril, 15 mai, 19 juin, 13 novembre, 11 décembre.

Elles sont accessibles aux adhérents ayant versé à ce titre une cotisation spéciale. La carte d'inscription doit être présentée à l'entrée.

Programme de la séance du MERCREDI 9 JANVIER 1957, à 18 h.

### LA RECONSTRUCTION DÉFINITIVE DU PONT TOURNANT DE CARONTE

#### ÉTUDE SUR LA FUSION DES ÉLECTRODES

**LUNDI 17 et MARDI 18 JUIN 1957, 7, rue La Pérouse**

Journées organisées avec la Société de l'Industrie Minérale

## SUR L'ÉTUDE DES PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DES ROCHES DANS L'EXPLOITATION DES MINES ET DES TRAVAUX PUBLICS

(Le programme exact des communications et l'horaire des séances seront donnés ultérieurement).

**MARDI 25 JUIN, à 17 h. 30, 3, rue de Lutèce**

Séance organisée avec l'Union Nationale des Chambres Syndicales de Menuiserie, Charpentes et Parquets

## RÉSULTATS D'ESSAIS DE RECHERCHES SUR LES CLOISONS SÈCHES ET DIVERS ÉLÉMENTS DE MENUISERIE

par M. J. CAMPREDON, Directeur au Centre Technique du Bois.



# **ENTREPRENEURS,**

## **subventionnez sans charge nouvelle**

### **L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT et des TRAVAUX PUBLICS.**

En attribuant à l'*Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics* une part de la taxe d'apprentissage que la loi permet d'affecter à la formation des Cadres supérieurs, vous pouvez sans charge nouvelle aider notre Association qui par ses cours d'enseignement expérimental, ses conférences, ses publications, sa documentation, ses travaux de recherches, joue un rôle important dans la conduite de vos Entreprises.

Par vos versements, vous concurrez à son activité, animez et facilitez ses travaux; vous serez certains par conséquent, que ce prélèvement restera au service de vos Professions.

L'*Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics* est autorisé à recueillir de 5 à 30 % de la taxe d'apprentissage suivant la catégorie professionnelle à laquelle appartient l'Entreprise assujettie.

Répondez à notre appel en adressant la subvention dont vous pouvez disposer en notre faveur, soit directement à l'*Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, 6, rue Paul-Valéry, Paris-XVI<sup>e</sup> (C.C.P. Paris 1834-66), soit par l'intermédiaire de l'organisme syndical professionnel auquel vous êtes affiliés si celui-ci se charge de la répartition de votre taxe d'apprentissage.

#### **DIAGRAMME DE L'AIR HUMIDE (pression normale)**

d'après GOFF et GRATCH et le diagramme de l'A.S.H.A.E.

Il a été proposé différents diagrammes de l'air humide, mais pour les calculs graphiques il est préférable d'utiliser des diagrammes du type Mollier tels que celui proposé par Goenaga ou par la Société Américaine des Ingénieurs de Chauffage et de Ventilation. Le diagramme faisant l'objet de ce tiré à part extrait de la revue "Industries Thermiques" 1956 n° 10 a l'avantage de se rapprocher du diagramme classique de Carrier et il a été transposé en unités métriques. Il doit permettre les déterminations classiques et en particulier la détermination de l'humidité relative à partir de la température (sèche) et de la température du point de rosée ou inversement.

Ce diagramme est en vente, au prix de 250 F (franco port 330 F; réduction pour quantités), pour les exemplaires normaux et au prix de 1 250 F pour les exemplaires entoilés (franco port recommandé 1 355 F), aux bureaux de la Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 6, rue Paul-Valéry, Paris (16<sup>e</sup>). Tél. : KLEber 48-20 ; C. C. P. Paris 8524-12.

#### **SYMPOSIUM DE LA RILEM SUR L'ADHÉRENCE ET LA FORMATION DES FISSURES DANS LE BÉTON ARMÉ**

Stockholm, 27 - 30 juin 1957

Au cours de la IX<sup>e</sup> réunion de la commission permanente de la Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de Recherches sur les Matériaux et les Constructions (RILEM) à Casablanca, en 1955, le Professeur Hj. Granholm et le Professeur G. Wästlund ont accepté la proposition qui leur était faite par le Secrétaire général de la RILEM, M. R. L'Hermite, d'organiser un symposium sur "l'adhérence et la formation des fissures dans le béton armé". Ce symposium aura lieu à Stockholm, du 27 au 30 juin 1957 (c'est-à-dire immédiatement avant le second symposium sur la construction des couvertures en voiles minces de béton, lequel se tiendra à Oslo).

Le symposium est destiné à tous ceux qui par leurs travaux théoriques ou expérimentaux, s'intéressent à ces problèmes, ainsi qu'aux membres des commissions diverses auxquels incombe le soin de définir les nouvelles règles en ce domaine (c'est-à-dire que ce symposium ne concerne pas seulement les membres de la RILEM).

On souhaite recevoir des exposés de toutes les personnes ayant des informations à fournir sur les sujets suivants :

- I Adhérence entre les armatures et le béton : essais de courte durée.
- II Formation de fissures dans les constructions en béton armé : résultats d'essais et mesures de l'espacement et de la largeur des fissures.
- III Essais de longue durée; fatigue.
- IV Influence de l'adhérence et de la fissuration sur la corrosion de l'armature dans diverses conditions, l'étanchéité à l'eau, la rigidité en flexion.
- V Ancrage et liaison par adhérence des armatures.
- VI Théories sur l'adhérence et la formation des fissures.
- VII Règles et spécifications concernant la fissuration dans les différents pays
- VIII Recommandations pour des essais sur l'adhérence et la formation des fissures.

Tous les exposés doivent être entre les mains du secrétaire du comité d'organisation le 15 février 1957 au plus tard.

Pour tout renseignement, s'adresser au Secrétariat du Symposium RILEM c/o Cement-och Betonginstitutet STOCKHOLM, 70, Suède.